

**UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**UPLA**  
UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

**TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL**

**MODELAMIENTO HIDROLÓGICO, HIDRÁULICO Y  
DE DRENAJE PARA EL MEJORAMIENTO DE LA  
CARRETERA CALACHOTA – AYAUCA, YAUYOS -  
LIMA**

**PRESENTADO POR:**

**Bach. ALCOSER LLACTA, FARLY BORIS**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**HUANCAYO – PERÚ**

**2022**

**UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**UPLA**  
UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

**TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL**

**MODELAMIENTO HIDROLÓGICO, HIDRÁULICO Y  
DE DRENAJE PARA EL MEJORAMIENTO DE LA  
CARRETERA CALACHOTA – AYAUCA, YAUYOS -  
LIMA**

**PRESENTADO POR:**

**Bach. ALCOSER LLACTA, FARLY BORIS**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**HUANCAYO – PERÚ**

**2022**

## HOJA DE CONFORMIDAD DE MIEMBROS DEL JURADO

---

Dr. Rubén Darío Tapia Silguera  
Presidente

---

Msg. Julio Cesar Llallico Colca  
Jurado

---

Ing. Carlos Alberto Gonzales Rojas  
Jurado

---

Ing. Nataly Lucia Córdova zorrilla  
Jurado

---

Ing. Leonel Untiveros Peñaloza  
Secretario Docente

### **Dedicatoria**

Se lo dedico a mis padres, novia, hermano y familia, especialmente a mi madre que está en el cielo y que siempre fue parte de mi vida universitaria brindándome todo su apoyo y amor, por lo tanto fue fundamental en el término de mi carrera.

Bach. Alcoser Llacta, Farly Boris.

### **Agradecimiento**

Agradezco a mi alma mater UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES y a mis profesores ingenieros que me brindaron los conocimientos necesarios para el termino de mi carrera profesional de ingeniería civil.

Bach. Alcoser Llacta, Farly Boris.

# ÍNDICE

<b>ÍNDICE</b>	<b>vi</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS</b>	<b>viii</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b>	<b>xi</b>
<b>RESUMEN</b>	<b>xiii</b>
<b>ABSTRACT</b>	<b>xiv</b>
<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>xv</b>
<b>CAPÍTULO I</b>	<b>17</b>
<b>1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA</b>	<b>17</b>
1.1. Planteamiento del problema	17
1.2. Formulación y sistematización del problema	18
1.2.1. Problema general	18
1.2.2. Problemas específicos	18
1.3. Objetivos	19
1.3.1. Objetivo general	19
1.3.2. Objetivos específicos	19
1.4. Justificación	19
1.4.1. Práctica	19
1.4.2. Metodológica	19
1.5. Delimitación	20
1.5.1. Espacial	20
1.5.2. Delimitación temporal	20
<b>CAPÍTULO II</b>	<b>22</b>
<b>2. MARCO TEÓRICO</b>	<b>22</b>
2.1. Antecedentes	22
2.2. Marco conceptual	24
2.2.1. Estudio hidrológico	24
2.2.2. Cuencas hidrográficas	24
2.2.3. Análisis estadístico de la precipitación	26
2.2.4. Pruebas de bondad de ajuste	28
2.2.5. Tormenta de diseño	30
2.2.6. Selección del periodo de retorno	33
2.2.7. Estimación del caudal de diseño	34
2.2.8. Drenaje superficial	37
2.2.9. Alcantarilla	38
2.2.10. Badenes	41
2.2.11. Puentes	43
	vi

2.2.12. Drenaje longitudinal de la carretera	46
<b>CAPÍTULO III</b>	<b>50</b>
<b>3. METODOLOGÍA</b>	<b>50</b>
3.1. Tipo de estudio	50
3.2. Nivel de estudio	50
3.3. Diseño del estudio	50
3.4. Población y muestra	50
3.4.1. Población	50
3.4.2. Muestra	51
3.5. Técnicas e instrumentos de recolección de datos	51
3.5.1. Técnicas de recolección de datos	51
3.5.2. Instrumentos de recolección de datos	51
<b>CAPÍTULO IV</b>	<b>53</b>
<b>4. DESARROLLO DEL INFORME</b>	<b>53</b>
4.1. Resultados	53
4.1.1. Estudio hidrológico	53
4.1.2. Diseño hidráulico y de drenaje	88
4.2. Discusión de resultados	100
4.2.1. Estudio hidrológico	100
4.2.2. Diseño hidráulico y de drenaje	102
<b>CONCLUSIONES</b>	<b>104</b>
<b>RECOMENDACIONES</b>	<b>105</b>
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	<b>106</b>
<b>ANEXOS</b>	<b>109</b>
<b>ANEXO N° 01: DATOS METEREOLÓGICOS DE LA ESTACIÓN YAUYOS</b>	<b>110</b>
<b>ANEXO N° 02: MODELAMIENTO EN HEC - RAS</b>	<b>112</b>
<b>ANEXO N° 03: PLANOS</b>	<b>126</b>
<b>ANEXO N° 04: PANEL FOTOGRÁFICO</b>	<b>136</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Valores críticos de “d”, en la prueba de Kolmogorv – Smirnov.	29
Tabla 2. Coeficiente de duración de la precipitación.	31
Tabla 3. Periodo de retorno en función del riesgo de falla y la vida útil.	33
Tabla 4. Riesgo admisible para diferentes periodos de retorno.	33
Tabla 5. Coeficientes de escorrentía.	35
Tabla 6. Valores de la rugosidad de Manning.	39
Tabla 7. Velocidades máximas, en diferentes tipos de materiales.	40
Tabla 8. Secciones de cunetas en función al IMDA y la velocidad de diseño.	47
Tabla 9. Secciones mínimas para cunetas.	48
Tabla 10. Datos de la estación de SENAMHI utilizada.	53
Tabla 11. Parámetros para el análisis de distribución de la precipitación por el método Gumbel.	54
Tabla 12. Valores y predicciones obtenidos con SMADA con el método Gumbel.	54
Tabla 13. Precipitación probable según el método de Gumbel.	54
Tabla 14. Parámetros para el análisis de distribución de la precipitación por el método Normal.	55
Tabla 15. Valores y predicciones obtenidos con SMADA con el método Normal.	55
Tabla 16. Precipitación probable según el método Normal.	55
Tabla 17. Parámetros para el análisis de distribución de la precipitación por el método Log-Normal.	56
Tabla 18. Valores y predicciones obtenidos con SMADA con el método Log-Normal.	56
Tabla 19. Precipitación probable según el método Normal.	56
Tabla 20. Parámetros para el análisis de distribución de la precipitación por el método Log Normal 3 parámetros.	56
Tabla 21. Valores y predicciones obtenidos con SMADA con el método Log Normal 3 parámetros.	57
Tabla 22. Precipitación probable según el método Log Normal.	57
Tabla 23. Distribución de datos con el método Gumbel	57

Tabla 24. Prueba de bondad de ajuste Smirnov Kolmogorov con el método Gumbel.	58
Tabla 25. Prueba de bondad de ajuste Smirnov Kolmogorov con el método Normal.	59
Tabla 26. Prueba de bondad de ajuste Smirnov Kolmogorov con el método Log Normal.	60
Tabla 27. Prueba de bondad de ajuste Smirnov Kolmogorov con el método Log Normal 3 parámetros.	61
Tabla 28. Comparación de los resultados de la distribución.	62
Tabla 29. Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración.	63
Tabla 30. Parámetros para el periodo de retorno T=2 años.	63
Tabla 31. Parámetros para el periodo de retorno T=5 años.	64
Tabla 32. Parámetros para el periodo de retorno T=10 años.	65
Tabla 33. Parámetros para el periodo de retorno T=25 años.	65
Tabla 34. Parámetros para el periodo de retorno T=50 años.	66
Tabla 35. Parámetros para el periodo de retorno T=100 años.	67
Tabla 36. Parámetros para el periodo de retorno T=200 años.	67
Tabla 37. Parámetros para el periodo de retorno T=500 años.	68
Tabla 38. Regresión potencial de la tormenta.	69
Tabla 39. Determinación del tiempo de concentración para las alcantarillas.	70
Tabla 40. Determinación del tiempo de concentración para los badenes.	72
Tabla 41. Determinación del tiempo de concentración para las cunetas.	73
Tabla 42. Descripción e intensidad de la precipitación en las alcantarillas.	73
Tabla 43. Descripción e intensidad de la precipitación en los badenes.	75
Tabla 44. Descripción e intensidad de la precipitación en las cunetas.	76
Tabla 45. Determinación de las microcuencas de influencia para las alcantarillas.	76
Tabla 46. Determinación de las microcuencas de influencia para los badenes.	79
Tabla 47. Determinación de las microcuencas de influencia para las cunetas	79
Tabla 48. Determinación de los caudales de diseño para las alcantarillas.	80
Tabla 49. Determinación de los caudales de diseño para los badenes.	82
Tabla 50. Determinación de los caudales de diseño para las cuentas.	83
Tabla 51. Resultados de los parámetros geomorfológicos de la cuenca para el puente.	83

Tabla 52. Cantidad de área según la elevación en la cuenca para el puente.	84
Tabla 53. Caudal pico de acuerdo al método del hidrograma unitario, para un $T_r=100$ años.	86
Tabla 54. Caudal pico de acuerdo al método del hidrograma unitario, para un $T_r=200$ años.	86
Tabla 55. Resumen del caudal de diseño.	87
Tabla 56. Diseño hidráulico para las alcantarillas.	88
Tabla 57. Diseño hidráulico para los badenes de longitud de 8 m.	92
Tabla 58. Diseño hidráulico para los badenes de longitud de 20 m.	94
Tabla 59. Diseño hidráulico del puente para un periodo de retorno $T_r=100$ años.	95
Tabla 60. Diseño hidráulico del puente para un periodo de retorno $T_r=200$ años.	97
Tabla 61. Parámetros hidráulicos en la sección del puente.	99
Tabla 62. Características hidráulicas finales del puente	99
Tabla 63. Determinación de la socavación en el puente.	99
Tabla 64. Diseño de drenaje para las cunetas.	100

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Vista de las deficientes condiciones drenaje en la carretera Calachota – Ayauca.	18
Figura 2. Ubicación de la zona de trabajo.	20
Figura 3. Cuenca del río Chone.	25
Figura 4. Partes de una cuenca hidrográfica.	26
Figura 5. Hidrograma unitario triangular establecido por SCS.	37
Figura 6. Erosión en una sección del río.	46
Figura 7. Sección típica de una cuneta triangular.	47
Figura 8. Dimensiones mínimas de cunetas triangulares.	49
Figura 9. Distribución de la precipitación máxima en 24 horas de los años 2007 – 2016.	53
Figura 10. Ajuste de los datos con el método Gumbel en Hidroesta.	59
Figura 11. Ajuste de los datos con el método Normal en Hidroesta.	60
Figura 12. Ajuste de los datos con el método Log Normal en Hidroesta.	61
Figura 13. Ajuste de los datos con el método Log Normal 3 parámetros en Hidroesta.	62
Figura 14. Curva de intensidad y duración para un periodo de retorno $T=2$ años.	64
Figura 15. Curva de intensidad y duración para un periodo de retorno $T=5$ años.	64
Figura 16. Curva de intensidad y duración para un periodo de retorno $T=10$ años.	65
Figura 17. Curva de intensidad y duración para un periodo de retorno $T=25$ años.	66
Figura 18. Curva de intensidad y duración para un periodo de retorno $T=50$ años.	66
Figura 19. Curva de intensidad y duración para un periodo de retorno $T=100$ años.	67
Figura 20. Curva de intensidad y duración para un periodo de retorno $T=200$ años.	68
Figura 21. Curva de intensidad y duración para un periodo de retorno $T=500$ años.	68
Figura 22. Curva de regresión potencial.	69
Figura 23. Curvas Intensidad, duración y frecuencia.	70
Figura 24. Polígono de frecuencia de altitudes.	85
Figura 25. Curva hipsométrica en el puente.	85
Figura 26. Hidrograma unitario para un periodo de retorno de 100 años.	86

Figura 27. Hidrograma unitario para un periodo de retorno de 200 años.	86
Figura 28. Vista de la sección de la alcantarilla diseñada.	92
Figura 29. Sección del badén de longitud de 8 m.	93
Figura 30. Sección del badén de longitud de 8 m.	94
Figura 31. Sección transversal de la cuneta típica.	100

## RESUMEN

El presente informe técnico tuvo como problema general: ¿Cuál es el modelamiento hidrológico, hidráulico y de drenaje para el mejoramiento de la carretera Calachota – Ayauca, Yauyos - Lima?; el objetivo general fue: Evaluar el modelamiento hidrológico, hidráulico y de drenaje para el mejoramiento de la carretera Calachota – Ayauca, Yauyos - Lima.

El tipo de estudio fue aplicado, el nivel fue descriptivo y el diseño fue el no experimental, la población correspondió a las estructuras de drenaje de la red vial departamental LM-126 (que abarca desde el poblado de Calachota a Esquina de Omas), la cual posee una longitud de 89.507 km y la muestra correspondió a las obras hidráulicas de la carretera Calachota - Ayauca perteneciente a la vía LM 126 y que posee una longitud de 19.851 km.

Como conclusión se estableció que, el modelamiento hidrológico fue de gran importancia para la realizar de manera correcta del diseño hidráulico de las obras de drenaje para el mejoramiento de la carretera Calachota – Ayauca, Yauyos – Lima; pues mediante esta, se pudo establecer las dimensiones de las alcantarillas, badenes, cunetas y del puente; en función a un sustento basado en el análisis estadístico de la precipitación y las características hidráulicas fundamentadas en la ecuación de Manning.

**Palabras clave:** Estudio hidrológico, diseño hidráulico, carreteras.

## ABSTRACT

The general problem of this technical report was: What is the hydrological, hydraulic and drainage modeling for the improvement of the Calachota - Ayauca, Yauyos - Lima road; the general objective was: To evaluate the hydrological, hydraulic and drainage modeling for the improvement of the Calachota - Ayauca, Yauyos - Lima road.

The type of study was applied, the level was descriptive and the design was non-experimental. The population corresponded to the drainage structures of the LM-126 departmental road network (from the town of Calachota to Esquina de Omas), which has a length of 89.507 km and the sample corresponded to the hydraulic works of the Calachota - Ayauca road belonging to the LM 126 road and which has a length of 19.851 km.

In conclusion, it was established that the hydrological modeling was of great importance for the correct hydraulic design of the drainage works for the improvement of the Calachota - Ayauca, Yauyos - Lima road, since it was possible to establish the dimensions of the culverts, speed bumps, ditches and the bridge, based on the statistical analysis of precipitation and the hydraulic characteristics based on Manning's equation.

**Key words:** Hydrologic study, hydraulic design, roads.

## INTRODUCCIÓN

El informe titulado: Modelamiento hidrológico, hidráulico y de drenaje para el mejoramiento de la carretera Calachota – Ayauca, Yauyos - Lima, tiene como propósito evaluar el modelamiento hidrológico para el diseño hidráulico de las obras de drenaje de la vía Calachota – Ayauca, la cual posee una longitud de 19.851 km y que comunica a los poblados de Calachota, Quirimán, Aucampi y Ayauca. Es por ello, la importancia de realizar un proyecto que asegure la transitabilidad y durabilidad de esta importante carretera.

Como se ha mencionado, la importancia de la vía es innegable pues; es el medio de comunicación entre varios centros poblados de la provincia de Yauyos, en el departamento de Lima. Es por ello que uno de los aspectos, que se ha dejado de lado en el diseño de esta carretera, es el estudio hidrológico e hidráulico, el cual, en una mala costumbre profesional, ha sido un aspecto secundario en la elaboración de los expedientes técnicos, debido a, entre muchos factores, al acceso de los datos de información y la complejidad de los cálculos matemáticos para su estimación.

Es por ello que, en el desarrollo del presente informe, se establece un procedimiento simple y basado en lo establecido en el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones; con el fin de establecer un adecuado diseño de las estructuras de drenaje que serán distribuidas en toda la carretera Calachota – Ayauca; estableciendo además que, es un procedimiento aplicable a otras vías con similares características de la vía de estudio.

Para el presente informe se realizó los siguientes capítulos:

Capítulo I, contiene al planteamiento del problema, donde especifica el problema, la formulación del problema general y específicos, el objetivo general y los específicos, la justificación práctica y metodológica, y la delimitación, tanto espacial como temporal.

Capítulo II, se conforma por el marco teórico, donde se encuentran los antecedentes, el marco conceptual que contiene los criterios de diseño.

Capítulo III, presenta la metodología empleada en el informe, y que contiene el tipo de estudio, el nivel de estudio, el diseño de estudio, la población y muestra del informe.

Capítulo IV, desarrollo del informe, el cual contiene los resultados de la evaluación, y la propuesta para solucionar los problemas dados.

Por último, se presenta las conclusiones, recomendaciones, referencias bibliográficas y los anexos.

Bach. Alcoser Llacta, Farly Boris.

# CAPÍTULO I

## PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

### 1.1. Planteamiento del problema

La importancia de las vías radica en que es el principal medio de comunicación entre comunidades dentro de una región, generando así, el progreso económico y social de sus habitantes. Es en este sentido que, ante la inminente condición de deterioro de una vía que une varios centros poblados como Calachota, Quiriman, Aucampi y Ayauca de la provincia de Yauyos en el departamento de Lima; surge la necesidad de proponer una mejora de este sistema de comunicación, pues su situación se agrava principalmente en épocas de lluvia en la que se acentúan patologías como baches, erosiones, entre otras; causados principalmente por las deficientes propiedades del suelo y de las pésimas condiciones hidráulicas de las obras de drenaje existentes, a causa de un deficiente estudio hidrológico.

Como se ha descrito, el principal problema en la vía mencionada es causado a un deficiente estudio hidrológico ocasionando una subdimensión de las estructuras existentes, por lo que actualmente se encuentran colmatadas de sedimentos, lo cual ha dificultado un adecuado drenaje del agua; tal como se muestran en la Figura 1.



Figura 1. Vista de las deficientes condiciones drenaje en la carretera Calachota – Ayauca.

Lo descrito anteriormente, ha generado que los costos de mantenimiento de la vía sean más frecuentes, ocasionando mayores costos.

Es por lo mencionado que en el presente informe ha propuesto el diseño de las obras de drenaje considerando un estudio hidráulico e hidrológico, basado en la información de la precipitación de la estación Yauyos.

## **1.2. Formulación y sistematización del problema**

### **1.2.1. Problema general**

¿Cuál es el modelamiento hidrológico, hidráulico y de drenaje para el mejoramiento de la carretera Calachota – Ayauca, Yauyos - Lima?

### **1.2.2. Problemas específicos**

- a) ¿Cuál es el caudal de diseño de acuerdo al modelamiento hidrológico para el mejoramiento de la carretera Calachota – Ayauca, Yauyos - Lima?
- b) ¿Cuál es diseño hidráulico y de drenaje para el mejoramiento de la carretera Calachota – Ayauca, Yauyos - Lima?

### **1.3. Objetivos**

#### **1.3.1. Objetivo general**

Establecer el modelamiento hidrológico, hidráulico y de drenaje para el mejoramiento de la carretera Calachota – Ayauca, Yauyos - Lima.

#### **1.3.2. Objetivos específicos**

- a) Determinar el caudal de diseño de acuerdo al modelamiento hidrológico para el mejoramiento de la carretera Calachota – Ayauca, Yauyos - Lima.
- b) Proponer el diseño hidráulico y de drenaje para el mejoramiento de la carretera Calachota – Ayauca, Yauyos - Lima.

### **1.4. Justificación**

#### **1.4.1. Práctica**

El presente informe presenta justificación práctica, debido a que mediante su desarrollo se ha propuesto una alternativa de solución a la problemática que tiene la carretera Calachota – Ayauca del distrito de Yauyos, en el departamento de Lima, las cuales son, las deficientes condiciones del sistema de drenaje en alcantarillas, badenes, puentes y cunetas, que debido a un deficiente estudio hidrológico y falta de mantenimiento periódico, hoy se ven colmatadas de sedimentos perjudicando finalmente, la transitabilidad y durabilidad de la vía mencionada.

#### **1.4.2. Metodológica**

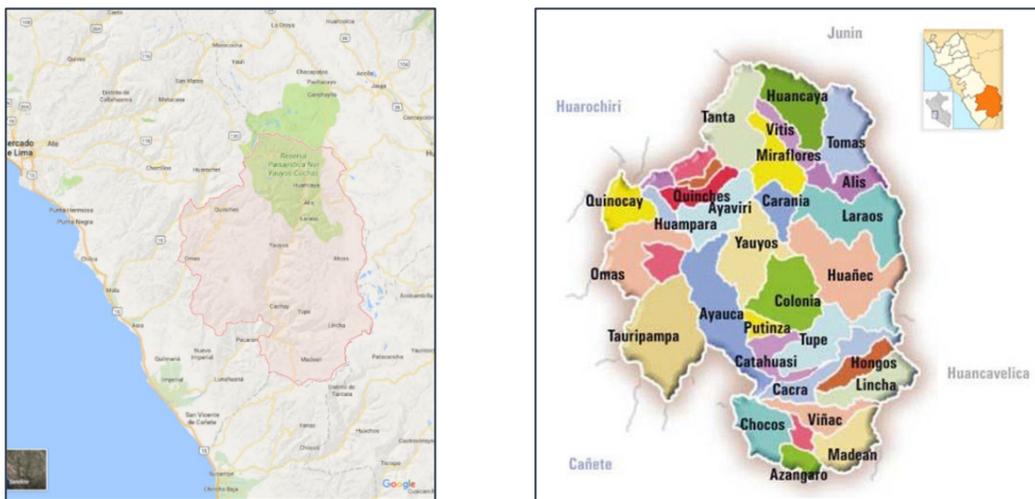
El desarrollo del presente informe presenta justificación metodológica, debido a que, mediante su desarrollo, se ha podido establecer un procedimiento metodológico para un adecuado estudio hidrológico y del

diseño hidráulico y de drenaje para las estructuras de la vía Calachota – Ayauca.

## 1.5. Delimitación

### 1.5.1. Espacial

El presente trabajo fue desarrollado en la provincia de Yauyos del departamento de Lima, específicamente entre los poblados Calachota, Quirimán, Aucampi y Ayauca.



Ubicación nacional – departamento de Lima

Ubicación provincial – provincia de Yauyos



Ubicación distrital – distrito de Ayauca.

Figura 2. Ubicación de la zona de trabajo.

### 1.5.2. Delimitación temporal

El presente informe se desarrolló a partir del mes de diciembre del 2020 a febrero de 2021.

## CAPÍTULO II

### MARCO TEÓRICO

#### 2.1. Antecedentes

Caballero y Cencia (2018) en su investigación “Modelamiento hidrológico de obras de arte, en la carretera HV – 107; tramo: Emp -26 B km 0+000 al Km 12+150, provincia de Angaraes – Huancavelica” tuvieron como principal objetivo realizar el modelamiento hidrológico y determinar su incidencia en el diseño de elementos conocidos como obras de arte de la carretera HV – 107 en la provincia de Angaraes – Huancavelica, pues presentan problemas de drenaje perjudicando su operatividad. Es para ello que, aplicaron una metodología establecida en dos fases (de campo y en gabinete); siendo que, en la etapa de campo se hizo el reconocimiento donde realizaron un inventario de todos los componentes hidráulicos de la vía y de sus principales características como el material, la ubicación, entre otros. En la etapa del gabinete utilizaron el software Google Earth para delimitar las cuencas aportantes de agua a las estructuras hidráulicas, esto con ayuda del software ArcGis, para mayor precisión. Mediante el uso de software Python pudieron determinar el análisis estadístico de los caudales obtenidos de la máxima precipitación diaria; con los cuales realizaron el diseño hidráulico para determinar las dimensiones de las estructuras analizadas. Como resultados pudieron determinar que, la zona de estudio abarca un total de cinco microcuencas con áreas que comprenden un dimensión de  $0.26 \text{ km}^2$  hasta  $13.98 \text{ km}^2$ ; mediante estas y otros parámetros como la precipitación pudieron determinar los caudales de diseño para las obras de arte como las alcantarillas, que fue de  $1.23 \text{ m}^3/\text{s}$ ; para los badenes fue de  $7.12 \text{ m}^3/\text{s}$ , y en el puente obtuvieron un valor del caudal de diseño de  $79.73 \text{ m}^3/\text{s}$ . Obteniendo finalmente como conclusión principal que, es muy importante el modelamiento hidrológico e hidráulico para la determinación de las dimensiones de las principales obras de arte.

Castillo (2017) en su trabajo “Evaluación hidrológica de los drenajes transversales en la carretera Cocahuayco - Cocachimba - Bongará – Amazonas”, tuvo como principal objetivo evaluar el sistema de drenaje transversal de la vía que

une Cocahuayco y Cocachimba en el distrito de Valera, provincia de Bongorá ubicado en el departamento de Amazonas; para ello consideró una metodología basada principalmente en dos fases: la de campo y de gabinete. En la primera etapa de trabajo delimitó la cuenca de estudio y determinó sus principales parámetros geomorfológicos como el área, perímetro, el factor de forma, el índice de compacidad y otros factores. Posterior a ello realizó un estudio topográfico en aproximadamente 6 días, cuyos datos obtenidos fueron procesados mediante el uso del software Civil 3D 2016 y finalmente una inspección visual de los taludes naturales con el fin de determinar zonas con peligro a deslizamiento. La segunda fase del estudio, inició mediante la recopilación de la información meteorológica de los institutos designados por el estado; con esa información pudo estimar las máximas precipitaciones y los caudales máximos en la zona de estudio, con los cuales pudo realizar el modelamiento hidráulico aplicando los programas HCANALES y ARCENN. Como resultados pudo establecer que, las precipitaciones máximas en la zona de trabajo se encuentran entre los rangos de 60 a 120 mm/h, siendo que la intensidad máxima para un periodo de retorno de 15 años es de 120 mm/h; razón por la cual el diámetro de las alcantarillas para la evacuación fue de 36 pulgadas; concluyendo finalmente que, debido a un deficiente estudio hidrológico anterior, las estructuras que componen la actual vía de estudio se encuentra en malas condiciones.

Jaramillo (2015) en su trabajo “Evaluación de las estructuras de drenaje superficial de la carretera Paria - Wilcahuain - Yanacancha Km 8+500 al 11+700, 2014” tuvo como objetivo fundamental evaluar las estructuras existentes de drenaje en la vía Paria – Wuilcahuain – Yanacancha, pues hasta la fecha del estudio presentaban problemas de drenaje, la cuales se evidenciaban cuando llegaba la estación lluviosa del año. Para cumplir el fin mencionado, consideró un estudio basado en dos fases: la primera en campo y la segunda en gabinete. En la primera fase realizó un reconocimiento de la zona de estudio determinando la ubicación de las estructuras hidráulicas y las condiciones estructurales en las que se encontraban. En la etapa de gabinete, realizó la delimitación de las cuencas aportantes a la carretera en estudio, esto mediante el uso del programa ArcGis, además estimó las

áreas longitud y pendiente de los ríos que atraviesan la vía. Con los datos de precipitación pudo estimar los caudales de diseño y por ende pudo establecer las dimensiones de las estructuras de drenaje como las alcantarillas, badenes y cunetas. Como resultados pudo determinar que, existe un sub dimensionamiento de 4 alcantarillas de mampostería, las cuales estaban ubicadas en las progresivas 9 + 2000, 9 + 355, 9 + 780 y 11 + 545; por lo que recomienda su cambio inmediato a alcantarillas de concreto; además a ello las cunetas ubicadas entre las progresivas 10 + 320 a 11 + 410 no cumplen con el tamaño mínimo para aliviar los caudales que se generan en la zona de estudio, por lo que se debe adicionar alcantarillas de alivio con secciones de por lo menos 0.60 x 0.60 m. Como conclusión principal estableció que, el modelamiento hidrológico e hidráulico es importante para un adecuado diseño de las obras de arte de una vía; más aún si esta es de alto tránsito.

## **2.2. Marco conceptual**

### **2.2.1. Estudio hidrológico**

Según lo establecido por Caballero y Cencia (2018), el estudio hidrológico es utilizado para poder conocer o establecer modelos matemáticos que describen o representen el comportamiento de una unidad hidrológica o cuenca. El principal fin de este estudio es establecer el correcto proceso hidrológico de ríos, lagos y lagunas con el fin de prever áreas vulnerables a fenómenos hidrometeorológicos extremos, lo cual repercutirá definitivamente en un adecuado diseño de la infraestructura vial.

### **2.2.2. Cuencas hidrográficas**

Las cuencas hidrológicas, hidráulicas o de drenaje son aquellas que delimitan toda el área drenada por una corriente de agua de forma tal que toda el agua acumulada se descarga mediante un recolector al que se le conoce como cauce o río principal (Pazos-Roldán y Mayorga-Arias, 2019). Entre las principales características se pueden distinguir las siguientes:



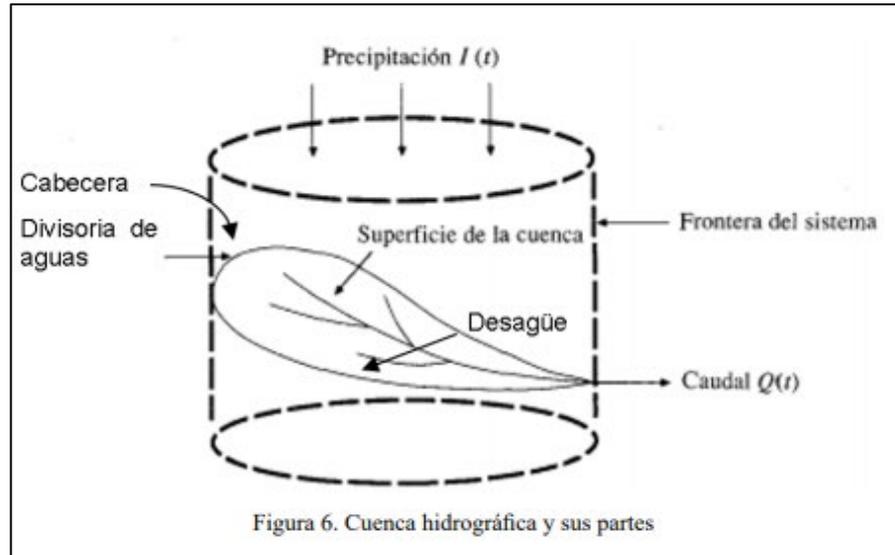


Figura 4. Partes de una cuenca hidrográfica.

Fuente: Pazos-Roldán y Mayorga-Arias (2019).

### 2.2.3. Análisis estadístico de la precipitación

Según Díaz (2018) este análisis tiene como principal fin estimar las precipitaciones para diferentes periodos de retorno, para lo cual es necesario la aplicación de diferentes modelos probabilísticos, pudiendo estos ser continuos o discretos.

Para Díaz (2018) La estadística ofrece diversas funciones para la distribución de probabilidades teóricas; siendo las más recomendadas las siguientes:

- Distribución normal.
- Distribución Log Normal 2 parámetros.
- Distribución Log Normal 3 parámetros.
- Distribución Gamma 2 parámetros.
- Distribución Gamma 3 parámetros.
- Distribución Log Pearson tipo III.
- Distribución Gumbel.
- Distribución Log Gumbel.

## Distribución Normal

Según el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), esta distribución de densidad se define en función de la siguiente ecuación:

$$f(x) = \frac{1}{S\sqrt{2\pi}} e^{-1/2\left(\frac{x-\mu}{S}\right)^2} \quad (\text{Ecuación 1})$$

Donde  $f(x)$ : es la función de densidad normal de la variable  $x$ ;  $X$ , es la variable independiente;  $\mu$ , es el parámetro de localización, igual a la media aritmética de  $x$  y  $S$ , es el parámetro de escala, al igual a la desviación estándar.

## Distribución Gumbel

De acuerdo al Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011) la distribución Gumbel o conocida también como función doble exponencial, tiene como principal ecuación la siguiente expresión:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \quad (\text{Ecuación 2})$$

Al aplicar el método de los momentos se puede establecer las siguientes ecuaciones:

$$\alpha = \frac{1.2825}{\sigma} \quad (\text{Ecuación 3})$$

$$\beta = \mu - 0.15\sigma \quad (\text{Ecuación 4})$$

Dónde:  $\alpha$ , es el parámetro de concentración y  $\beta$ , es el parámetro de localización.

La distribución final de esta distribución puede expresarse mediante la siguiente ecuación:

$$X = \bar{X} + k\sigma_x \quad (\text{Ecuación 5})$$

Donde  $X$ , es el valor de una probabilidad;  $\bar{X}$ , es el promedio de la serie y  $k$ , es el factor de frecuencia.

### **Distribución Log Normal 3 parámetros**

Según el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), esta distribución se basa en la siguiente ecuación:

$$f(x) = \frac{1}{(x - x_0)\sqrt{(2\pi)S_y}} e^{-0.5(\ln(x-x_0)/S_y)^2} \quad (\text{Ecuación 6})$$

Donde;  $X_0$ , es el parámetro de posición y  $S_y$ , es el parámetro de escala o media.

#### **2.2.4. Pruebas de bondad de ajuste**

Las pruebas de bondad de ajuste son utilizadas para contrastar si los datos de una muestra provienen o no de una distribución o modelo de probabilidad. Es decir, las pruebas de bondad de ajuste facilitan verificar que tipo de distribución siguen los datos obtenidos (Romero-Saldaña, 2016).

Según Romero-Saldaña (2016) la teoría estadística más utilizadas son las conocidas como la prueba de Chi cuadrado ( $X^2$ ) y la de Kolmogorov – Smirnov.

#### **Prueba de Chi cuadrado**

Para el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), este método fue propuesto por Karl Pearson en el año 1900 y se aplica para poder verificar las distribuciones normales y log normales.

Para ello se debe determinar el parámetro estadístico de una serie de datos con  $k$  intervalos, aplicando la siguiente ecuación:

$$D = \sum_{i=1}^k (\theta_i - \varepsilon_i)^2 / \varepsilon_i \quad (\text{Ecuación 7})$$

Donde;  $\theta_i$ , es el número observado en el intervalo “i” y  $\varepsilon_i$ , es el número esperado de eventos en el mismo intervalo (Romero-Saldaña, 2016).

Para determinar el valor de  $\varepsilon_i$  se aplica la siguiente fórmula:

$$\varepsilon_i = n[F(S_i) - F(I_i)] \quad (\text{Ecuación 8})$$

Siendo que  $F(S_i)$  es la función de distribución en el límite superior, mientras que  $I_i$  es la misma función, pero en el límite inferior (Romero-Saldaña, 2016).

Con el valor D establecido se debe cumplir la siguiente expresión para aceptar una función:

$$D \leq X^2_{1-\alpha, k-1-m} \quad (\text{Ecuación 9})$$

Para determinar el valor de  $X^2_{1-\alpha, k-1-m}$ , se debe considerar las tablas de la función de distribución para el método de Chi cuadrado (Romero-Saldaña, 2016).

### Prueba de Kolmogorv Smirnov

Es un método mediante la cual, se comprueba la bondad de ajuste de las distribuciones, teniendo además la ventaja de establecer cuál de las funciones es la de mejor ajuste (Romero-Saldaña, 2016).

Según la norma Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), este método consiste en la comparación del valor absoluto de la diferencia de “D” entre las funciones de probabilidad observadas y la estimada; y el valor “d” estimada mediante la siguiente tabla:

Tabla 1. Valores críticos de “d”, en la prueba de Kolmogorv – Smirnov.

Tamaño de la muestra	$\alpha=0.10$	$\alpha=0.05$	$\alpha=0.01$
5	0.51	0.58	0.67

10	0.37	0.41	0.49
15	0.30	0.34	0.40
20	0.26	0.29	0.35
25	0.24	0.26	0.32
30	0.22	0.24	0.29
35	0.20	0.22	0.27
40	0.19	0.21	0.25

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011).

### 2.2.5. Tormenta de diseño

De acuerdo a Zegarra (2018) una tormenta de diseño es un patrón para poder determinar el diseño de una unidad hidrológica; por lo general los caudales de diseño de la precipitación de tormenta comprende la necesidad de consideración de información de entrada con el fin de establecer parámetros de salida como el caudal, mediante un modelo de lluvia-escorrentía y tránsito de caudales.

Las tormentas pueden determinarse mediante una información histórica o utilizándose información de regiones adyacentes; y su aplicación va desde el uso de valores específicos en el método racional (aplicado comúnmente en el diseño de alcantarillados), hasta la aplicación de hietogramas de tormenta, como las utilizadas en el análisis lluvia – escorrentía aplicadas en la retención de aguas urbanas mediante embalses (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2011).

Es recomendable, para el diseño de la tormenta, contar con información de pluviógrafos; sin embargo, es aceptable la toma de información de pluviómetros (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2011).

#### **Curvas de intensidad – duración – frecuencia**

Según Barrajas, Gonzáles y Ovalle (2020), la intensidad es la profundidad en un tiempo determinado ( $T_d$ ) de la precipitación ( $P$ ); pudiendo ser esta promedio o instantánea. La fórmula más común aplicada es:

$$i = \frac{P}{Td} \quad (\text{Ecuación 10})$$

La frecuencia está expresada en función del periodo de retorno “T”, el cual se puede comprender como el intervalo de tiempo entre eventos de precipitación que igualan o superan la precipitación de diseño (Barrajas et al., 2020). En tal sentido Barrajas, Gonzáles y Ovalle (2020), establece que las curvas intensidad – duración – frecuencia son elementos de diseño que establecen una relación entre la intensidad de la lluvia, su duración y la frecuencia con la que se presentan.

Para la determinación de las curvas IDF por lo general se consideran datos los datos de un pluviógrafo, los cuales son procesados mediante la evaluación de los registros gráficos de una serie de datos; sin embargo en el Perú, dicho procedimiento es muy complicado, por lo que se recomienda como segunda alternativa partir de la precipitación máxima en 24 horas, a los cuales se les multiplica por un coeficiente de duración que va de 1 hora hasta las 48 horas (ver Tabla 2), los cuales debes aplicarse con criterio y cuidado (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2011).

Tabla 2. Coeficiente de duración de la precipitación.

Duración de la precipitación (h)	Coeficiente
1	0.25
2	0.31
3	0.38
4	0.44
5	0.50
6	0.56
8	0.64
10	0.73
12	0.79
14	0.83
20	0.93
22	0.97
24	1.00
48	1.32

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011).

De acuerdo al Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), si la duración de la tormenta es menor a 1 hora, o no se puedan contar con información pluviográfica, entonces se puede aplicar la metodología de

Dick Pescchke, la cual relaciona la duración de una tormenta con la precipitación máxima en 24 horas; mediante la aplicación de la siguiente ecuación:

$$P_d = P_{24h} \left( \frac{d}{1440} \right)^{0.25} \quad (\text{Ecuación 11})$$

Donde;  $P_d$ , es la precipitación total (mm);  $d$ , es la duración (min) y  $P_{24h}$ , es la precipitación máxima en 24 horas.

Para determinar la intensidad; y por ende las curvas IDF, se debe aplicar la siguiente relación:

$$I = \frac{K \cdot T^m}{t^n} \quad (\text{Ecuación 12})$$

Donde;  $I$ , es la intensidad (mm/h),  $K$ ,  $m$ ,  $n$ ,  $m$ , son factores de la zona;  $T$ , es el periodo de retorno (años) y  $t$  es la duración de la precipitación (min).

### **Tiempo de concentración**

El tiempo de concentración se puede comprender como aquel tiempo necesario en el que una gota de lluvia recorre desde el punto hidráulicamente más lejana va hacia la salida de la cuenca (Huarayo, 2020).

Según Huarayo (2020), el tiempo de concentración depende de muchos parámetros como la pendiente, forma y el tipo de suelo de la cuenca que se está analizando; sin embargo, la mayoría de los métodos empíricos para su determinación relacionan solamente la pendiente y la longitud del cauce, siendo la ecuación más utilizada la propuesta por Kirpich en 1940:

$$t_c = 0.01947 \cdot L^{0.77} \cdot S^{-0.385} \quad (\text{Ecuación 13})$$

Donde;  $L$ , es la longitud del cauce (m) y  $S$ , es la pendiente promedio de la cuenca.

### 2.2.6. Selección del periodo de retorno

El periodo de retorno se puede entender como el tiempo promedio en el que el caudal máximo de un río es igualado o superado. En tal sentido, si se supone que los eventos anuales se dan de manera independiente, entonces es factible la estimación de la probabilidad de falla de una estructura conociendo su vida útil (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2011).

Según el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), para poder establecer el periodo de retorno a utilizar, se debe de considerar la probabilidad de excedencia del evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de falla admisible; siendo este último aspecto, la aceptación de un riesgo que se puede asumir en el caso de que la obra pudiese fallar. Este riesgo de falla se puede estimar mediante la siguiente fórmula:

$$R = 1 - (1 - 1/T)^n \quad \text{(Ecuación 14)}$$

Si se conoce la vida útil de una estructura, entonces se puede establecer el periodo de retorno, fijando una falla admisible R, en función a la siguiente tabla:

Tabla 3. Periodo de retorno en función del riesgo de falla y la vida útil.

R	Vida útil (n años)									
	1	2	3	5	10	20	25	50	100	200
0.01	100	199	299	498	995	1990	2488	4975	9950	19900
0.02	50	99	149	248	495	990	1238	2475	4950	9900
0.05	20	39	59	98	195	390	488	975	1950	3900
0.1	10	19	29	48	95	190	238	475	950	1899
0.2	5	10	14	23	45	90	113	225	449	897
0.25	4	7	11	18	35	70	87	174	348	695
0.5	2	3	5	8	15	29	37	73	154	289
0.75	1.3	2	2.7	4.1	7.7	15	18	37	73	144
0.99	1	1.11	1.27	1.66	2.7	5	5.9	11	22	44

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011).

Para esto la norma establecida por la Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), recomienda asumir el siguiente riesgo:

Tabla 4. Riesgo admisible para diferentes periodos de retorno.

Tipo de obra	Riesgo admisible (%)
Puentes (*)	25

Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	30
Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas	35
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	40
Subdrenes	40
Defensas Ribereñas	25

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011).

### 2.2.7. Estimación del caudal de diseño

De acuerdo al Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), para la determinación de los caudales máximos, se deben realizar análisis estadístico de los datos históricos recolectados en un lugar cercano a la zona de estudio, buscando de esta manera, caudales para periodos de retorno en 2, 5, 10, 20, 50, 100 y 500 años, aplicando las distribuciones descritas anteriormente.

Cuando no se tenga referencia de los datos de aforo, se pueden utilizar datos de precipitación como datos iniciales que generan un caudal  $Q$  a la salida de la cuenca (Rodríguez, 2018).

#### Método racional

Este método según Rodríguez (2018) es aplicable en cuencas cuya magnitud no supera las 10 km<sup>2</sup>; además que los demás métodos empíricos derivan de él, con el fin de diseñar estructuras que conducen agua de escurrimiento.

Según Rodríguez (2018) el caudal máximo en una cuenca se puede estimar mediante la siguiente expresión:

$$Q = 0.278 \cdot C \cdot I \cdot A \quad (\text{Ecuación 15})$$

Donde;  $Q$ , es la descarga máxima de diseño (m<sup>3</sup>/s);  $C$ , es el coeficiente de escorrentía;  $I$ , es la intensidad de precipitación mm/h) y  $A$ , es el área de la cuenca (Rodríguez, 2018).

El parámetro C (coeficiente de escorrentía) de la fórmula descrita el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), recomienda lo establecida en la siguiente tabla:

Tabla 5. Coeficientes de escorrentía.

Cobertura vegetal	Tipo de suelo	Pendiente del terreno				
		Pronunciada	Alta	Media	Suave	Despreciable
		Mayor a 50%	Mayor a 20%	Mayor a 5%	Mayor a 1%	Menor a 1%
Sin vegetación	Impermeable	0.8	0.75	0.7	0.65	0.6
	Semipermeable	0.7	0.65	0.6	0.55	0.5
	Permeable	0.5	0.45	0.4	0.35	0.3
Cultivos	Impermeable	0.7	0.65	0.6	0.55	0.5
	Semipermeable	0.6	0.55	0.5	0.45	0.4
	Permeable	0.4	0.35	0.3	0.25	0.2
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0.65	0.6	0.55	0.5	0.45
	Semipermeable	0.55	0.5	0.45	0.4	0.35
	Permeable	0.35	0.3	0.25	0.2	0.15
Hierba, grama	Impermeable	0.6	0.55	0.5	0.45	0.4
	Semipermeable	0.5	0.45	0.4	0.35	0.3
	Permeable	0.3	0.25	0.2	0.15	0.1
Bosques, densa vegetación	Impermeable	0.55	0.5	0.45	0.4	0.35
	Semipermeable	0.45	0.3	0.35	0.3	0.25
	Permeable	0.25	0.2	0.15	0.1	0.05

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011).

Es importante mencionar que, el valor del coeficiente de escorrentía debe estar en función a las características hidrológicas y geomorfológicas de las quebradas que atraviesa la carretera (Rodríguez, 2018).

### Hidrograma unitario

El Hidrograma unitario es aquella figura que muestra como varía en el tiempo una información hidrológica; siendo de manera específica que, el Hidrograma unitario en una cuenca indica la cantidad de escorrentía directa que se produce, si se produce una precipitación neta de en un tiempo determinado (Pérez y Rubio, 2018).

De acuerdo a Pérez y Rubio (2018) el hidrograma unitario se puede considerar como un impulso unitario en un sistema del tipo lineal; por lo que se puede aplicar el principio de superposición. Matemáticamente la función para determinar el Hidrograma unitario es la propuesta por Kernel U:

$$q(t) = \int i(t)U(t - T)dt \quad (\text{Ecuación 16})$$

Donde;  $q(t)$ , es la función del hidrograma de salida e  $i(t)$ , es la función del hidrograma de entrada.

Finalmente se puede mencionar que el Hidrograma unitario es un Hidrograma del caudal con un centímetro en un tiempo especificado (Pérez y Rubio, 2018).

Según Pérez y Rubio (2018) para la obtención de los hidrogramas unitarios se parte de los datos registrados; siendo el mejor hidrograma unitario aquel que se obtiene a partir de una tormenta de intensidad razonable, una duración deseada y un volumen de escorrentía cerca de 1 cm.

Para determinar el hidrograma unitario se da a partir de los siguientes pasos:

- Separar el flujo de escorrentía directa.
- Determinar el volumen de escorrentía directa.
- Las ordenadas se ajustan la forma del hidrograma unitario.

### **Hidrograma sintético triangular del SCS**

También existen los hidrogramas sintéticos que son simulados y que se obtienen al utilizar las características fisiográficas de la cuenca analizada, el fin es representar un hidrograma representativo del proceso hidrológico (Girardi, 2017).

De acuerdo a Girardi (2017) el método establecido por el SCS considera que el tiempo de recesión se puede terminar mediante la siguiente ecuación:

$$T_r = 1.67 T \quad (\text{Ecuación 17})$$

Girardi (2017) menciona que, debido a que el área del Hidrograma unitario es igual a 1 cm, puede establecerse que:

$$q_p = \frac{2.08 A}{T_p} \quad (\text{Ecuación 18})$$

Donde; A, es el área de drenaje en km<sup>2</sup>; y T<sub>p</sub>, es el tiempo en que ocurre el caudal pico (h).

Adicionalmente, se ha demostrado que el valor del tiempo de retardo (t<sub>p</sub>), es igual a 0.6 veces el tiempo de concentración (Girardi, 2017). Además, el tiempo de ocurrencia del caudal pico, T<sub>p</sub>, se expresa como:

$$T_p = \frac{D}{2} + t_p \quad (\text{Ecuación 19})$$

Donde, D es la duración de la lluvia.

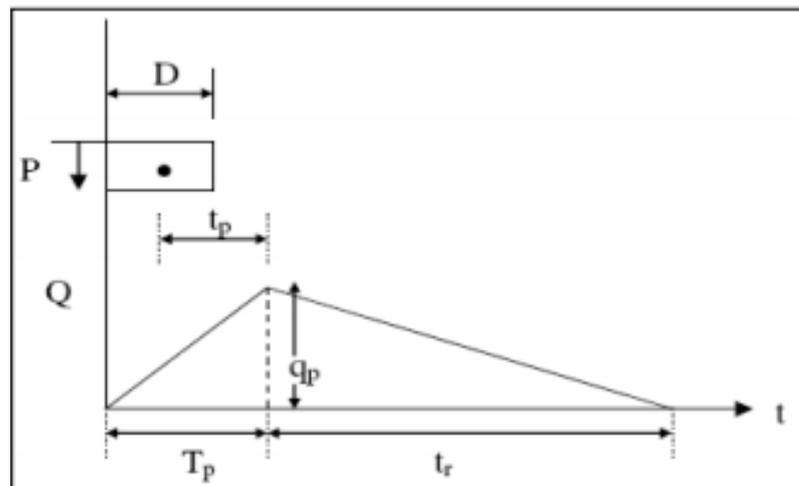


Figura 5. Hidrograma unitario triangular establecido por SCS.  
Fuente: Girardi (2017).

### 2.2.8. Drenaje superficial

Este estudio es recomendado después de aprobado o aceptado el diseño geométrico de la vía, a la cual se le debe complementar de manera obligatoria con una inspección visual de la zona de estudio (Caballero, 2016).

La finalidad del drenaje transversal en una vía es evacuar de manera adecuada el agua superficial que intercepta a la carretera; siendo el elemento más básico del drenaje transversal la alcantarilla; y aunque a

pesar de ser una estructura menor; la densidad de estas en una carretera incide en gran medida en el costo de una vía (Caballero, 2016).

Otras estructuras consideradas como drenaje superficial son los badenes y los puentes, siendo este último el que mayor importancia tiene (Caballero, 2016). De acuerdo a lo establecido por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), entre los estudios necesarios para realizar el diseño hidráulico de las estructuras de drenaje son:

- Características topográficas.
- Estudio de cuencas hidrográficas.
- Características del cauce.
- Datos de las crecidas.
- Evaluación de las obras de drenaje existentes.

#### **2.2.9. Alcantarilla**

Una alcantarilla es aquella estructura cuya luz es menor a 6 metros y que tenga la función de evacuar el flujo superficial que provienen de ríos o canales, las cuales interceptan una carretera (Gaytan y Villanueva, 2018).

La mejor ubicación de las alcantarillas dependerá de su alineamiento y pendiente; tomando como principal criterio que, al modificar la pendiente de la estructura, incidimos de manera directa en la capacidad de arrastre de sedimentos (Gaytan y Villanueva, 2018).

##### **a) Ubicación**

La ubicación más adecuada para este tipo de estructuras es la que sigue la dirección de la corriente, aunque en algunos casos es permitido el cambio del cauce natural, y por ende la modificación de la alcantarilla, teniendo en cuenta, además, la implementación de estructuras complementarias en la entrada y salida de la estructura (Gaytan y Villanueva, 2018).

##### **b) Pendiente**

Es recomendable que la pendiente de la alcantarilla no debe alterar de manera considerable los procesos geomorfológicos (sedimentación, erosión, etc.); es por esto que dicha modificación debe ser estudiada cuidadosamente (Caballero, 2016).

### c) Selección del tipo de alcantarilla

En el Perú, la mayoría de las alcantarillas son de secciones circulares, rectangulares y cuadradas, construidas con materiales como concreto, con tuberías corrugadas y de polietileno de alta densidad (Gaytan y Villanueva, 2018). Sin embargo, de acuerdo a lo recomendado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), para vías de alto volumen de tránsito se debe adoptar una sección mínima de 0.90 m (36”) o sus equivalentes de otra sección. Las alcantarillas de secciones rectangulares son utilizadas en suelos con bajas propiedades mecánicas; además que en cauces que sean demasiado grandes es factible la consideración de dos o más alcantarillas, siempre y cuando estas tomen en cuenta la posible presencia de escombros y vegetación.

### d) Diseño hidráulico

Según Gaytan y Villanueva (2018), para el diseño de estas estructuras, se debe aplicar la ecuación establecida por Robert Manning en canales abiertos y tuberías; pues mediante ella se puede determinar la velocidad de flujo y el caudal en un régimen uniforme mediante la aplicación de la siguiente fórmula:

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n}; R = \frac{A}{P}; Q = V \cdot A \quad (\text{Ecuación 20})$$

Donde; V, es la velocidad promedio; S, es la pendiente; A, es el área de la sección; P, es el perímetro mojado y n, es la rugosidad de Manning, la cual se puede estimar mediante la consideración de la siguiente tabla:

Tabla 6. Valores de la rugosidad de Manning.

Tipo de canal	Mínimo	Normal	Máximo
A. Bronce pulido	0.009	0.01	0.013

		B. Acero			
		Soldado	0.01	0.012	0.014
	A.1	Con remaches	0.013	0.016	0.017
	metálicos	C. Metal corrugado			
		Sub-dren	0.017	0.019	0.021
		Dren para aguas lluvias	0.021	0.024	0.03
		A. Concreto	0.01	0.011	0.013
		Tubo recto y libre de basuras	0.011	0.013	0.014
		Tubo con curvas, conexiones	0.011	0.012	0.014
		Afinado	0.013	0.015	0.017
		Tubo de alcantarillado con			
		Cámaras, entradas	0.012	0.013	0.014
	A.2 no	Tubo con moldaje de acero	0.012	0.014	0.016
	metálicos	Tubo de moldaje madera cepillada	0.015	0.017	0.02
		Tubo con moldaje madera en			
		bruto			
		B. Madera	0.01	0.012	0.014
		Duelas	0.015	0.017	0.02
		Laminada y tratada	0.018	0.025	0.03
		C. Albañilería de piedra			
		Tipo de canal	Mínimo	Normal	Máximo
		A. Acero liso	0.011	0.012	0.014
	B.1	Sin pintar	0.012	0.013	0.017
	metal	Pintado	0.021	0.025	0.03
		A. Madera	0.01	0.012	0.014
		Sin tratamiento	0.011	0.012	0.015
		Tratada	0.012	0.015	0.018
		Planchas			
	B. Canales	B. Concreto	0.011	0.013	0.015
	revestidos	Afinado con plana	0.015	0.017	0.02
		Afinado con fondo de grava	0.014	0.017	0.02
	B.2 no	Sin afinar	0.017	0.02	
	metálico	Excavado en roca de buena			
		calidad	0.022	0.027	
		Excavado en roca descompuesta			
		C. Albañilería	0.017	0.025	0.03
		Piedra con mortero	0.023	0.032	0.035

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011).

Otro aspecto que se debe tener en cuenta es, el control de las velocidades que se originan en las alcantarillas; siendo las más destacadas de ellas las siguientes:

Tabla 7. Velocidades máximas, en diferentes tipos de materiales.

Tipo de revestimiento	Velocidad (m/s)
Concreto	3.0 - 6.0

Otro aspecto importante es la velocidad mínima, siendo un valor recomendado de 0.25 m/s (Gaytan y Villanueva, 2018).

### **e) Consideraciones para el diseño**

#### **Borde libre**

Es importante dejar un espacio para el desarrollo del caudal dentro de una alcantarilla, pues esto incrementa el riesgo de su obstrucción, lo cual puede afectar su capacidad hidráulica. Por lo general se recomienda que su valor sea el 25 % de la altura o diámetro de la estructura (Gaytan y Villanueva, 2018).

#### **Socavación en la salida de la alcantarilla**

Por lo general, según Gaytan y Villanueva (2018), la velocidad de salida es mayor que la velocidad de entrada, lo cual puede generar socavación, la cual podría afectar su estabilidad; lo cual es controlado mediante la construcción de emboquillados de piedra. Para obtener el diámetro de los elementos de protección se puede establecer mediante la aplicación de la fórmula de Laushey:

$$d_{50} = \frac{V^2}{3.1g} \quad (\text{Ecuación 21})$$

Donde;  $d_{50}$ , es el diámetro de los elementos de protección (m);  $V$ , es la velocidad media a la salida de la alcantarilla y  $g$ , es la gravedad ( $m^2/s$ ).

#### **2.2.10. Badenes**

Este tipo de estructuras son una alternativa de solución cuando el fondo del cauce de un río coincide con el alineamiento de la vía; pues permite el tránsito del flujo de materiales en épocas de lluvia (Neciosup, 2016).

Para la construcción de estas estructuras, generalmente se utilizan piedras y concreto o con solo paños de losa de concreto (Neciosup, 2016).

También es importante mencionar que la construcción de los badenes implica necesariamente considerar elementos que disminuya la socavación como las uñas de cimentación y las losas de aproximación a la entrada y salida del badén (Neciosup, 2016).

La principal ventaja de esta estructura es que los trabajos de mantenimiento se realizan con mayor eficiencia, por lo que el riesgo de la obstrucción es muy bajo (Neciosup, 2016).

### **Consideraciones para el diseño**

Según el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), para poder realizar el diseño del badén se debe considerar los siguientes aspectos:

- Considerar el material de arrastre.
- Protección de socavación.
- Pendiente longitud del badén.
- Pendiente transversal del badén.
- Borde libre.

### **Diseño hidráulico**

Según Neciosup (2016) el diseño hidráulico del badén consiste en la idealización de este, como un canal trapecoidal con un régimen uniforme.

El flujo uniforme posee las siguientes características:

- La profundidad, sección, velocidad y caudal son constantes.
- La gradiente hidráulica, el eje hidráulico y el fondo del canal son paralelos; además que en este tipo de flujo es permanente en el tiempo. Es importante mencionar que, este tipo de flujo es raro en los cauces naturales, sin embargo, el modelamiento con un flujo uniforme, según algunos estudios, da comportamientos muy similares (Neciosup, 2016).

Según Neciosup (2016) la velocidad del flujo uniforme se puede estimar mediante el desarrollo de la siguiente ecuación:

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n}; R = A/P \quad (\text{Ecuación 22})$$

### 2.2.11. Puentes

Los puentes son estructuras que forman parte del drenaje transversal de una vía, y permite el tránsito en paso en la sección de un río o similar debido a que es una estructura que está sobre un cauce de transporte de agua, su estudio debe conllevar la hidráulica fluvial (Quiroz y Robles, 2021).

De acuerdo al Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), un puente se define como aquella estructura con una luz mayor o igual a 6 m.

#### Consideraciones para el diseño

Las consideraciones del diseño no solo dependen de las fórmulas establecidas, sino también de los conocimientos de las condiciones hidráulicas locales (Quiroz y Robles, 2021).

Entre los principales aspectos que se deben tomar en cuenta son:

- **Información básica:** Son estudios para determinar un estudio de la hidráulica fluvial, tales como la topografía, en la que se debe tener en cuenta que en ningún caso el levantamiento topográfico no debe ser menor al 150 m aguas arriba y abajo del eje del puente propuesto; además que, este debe considerar las estructuras existentes, niveles de agua, sección transversal del cauce, perfil longitudinal y otros aspectos importantes que se distingan. Otro punto importante es el estado del material del lecho con el fin de poder estimar la socavación que se dará en el puente; siendo que las muestras tomadas deben ser de mínimo cuatro (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2011).

- **Avenida de diseño:** Es un aspecto muy esencial, por lo que es necesario realizar el estudio hidrológico con el que se pueda determinar la máxima avenida; para ello, se aplican dos metodologías; la primera basa en el procesamiento de la información histórica de los caudales medidos en un tramo del río; y la segunda, basa en el modelamiento hidrometeorológico, el cual considera la precipitación en la cuenca. Otro aspecto importante es el tiempo de retorno de este caudal máximo, el cual está asociado al nivel de riesgo que se desea asumir; en tal sentido, es recomendable que el caudal de diseño se considere para un periodo de retorno de 100 años; mientras que para la socavación debe ser de 500 años (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2011).
- **Galibo:** Es el espacio entre el nivel máximo del flujo y el nivel inferior o base del puente; y su principal función es dejar un espacio libre para el desarrollo de fluctuaciones del caudal en el río; en este sentido, se considera un valor de 2.5 m cuando hay constancia de que el cauce transporta material sólido, troncos o elementos voluminosos; mientras que pueden tener un valor de 2 m, cuando el cauce del río es relativamente limpio (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2011).
- **Coefficiente de rugosidad:** El cual es un aspecto de suma importancia para estimar el caudal en la sección de análisis; para ellos la norma recomienda el uso de diferentes métodos, como los establecidos por Cowan o lo descrito en la publicación Water Supply Papes en 1949 (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2011).
- **Fajas marginales:** Está dada en función a lo establecido por la ley de recursos hídricos Ley N° 29339; y se definen como las áreas inmediatas superiores a las riberas de las fuentes de agua ya sean naturales o artificiales (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2011).

## Parámetro hidráulico del diseño de un puente

Los aspectos que se deben de considerar en el diseño de un puente son:

- **Perfil del flujo:** Es el cual permite obtener el nivel que puede alcanzar el agua cuando se desarrolla el caudal máximo (Quiroz y Robles, 2021).
- **Socavación:** La cual se puede comprender como el fenómeno que causa fallas en la cimentación. Este es una combinación de muchos procesos originado principalmente por el paso de las avenidas (Quiroz y Robles, 2021).

## Cálculo hidráulico

El cálculo hidráulico considera dos aspectos ya mencionados, el nivel del agua y la socavación (Quiroz y Robles, 2021).

Para determinar el nivel del agua, se debe considerar un flujo del agua con un régimen gradualmente variado; para ellos se aplicará un modelo matemático correspondiente a un análisis unidimensional no uniforme, el cual se basa en la ecuación de la Energía (Quiroz y Robles, 2021).

$$Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} = Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} + E \quad (\text{Ecuación 23})$$

Donde; Z+P, es el nivel del agua en los extremos (m); V, es la velocidad media en la sección;  $\alpha$ , es el coeficiente de no uniformidad y g, es la gravedad ( $m^2/s$ ).

Un modelo muy empleado para el desarrollo de esta ecuación, es el HEC – RAS (Hydrologic Engineering Center – River Analysis System), el cual fue desarrollado por la U.S. Army Corps of Engineers (Quiroz y Robles, 2021).

Según Quiroz y Robles (2021) con respecto a la socavación se puede establecer que el método más utilizado es el establecido por Lischvan – Levedlev, pues considera el efecto de contracción del puente. Su

fundamento va ligado al equilibrio que debe de haber entre la velocidad real del cauce ( $V_r$ ) y la velocidad erosiva ( $V_e$ ).

De acuerdo al Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011) para desarrollar el método se debe considerar un caudal unitario correspondiente a una franja elemental que secciona el cauce de un río, por lo que es muy importante conocer el material del fondo y su distribución en esta misma.

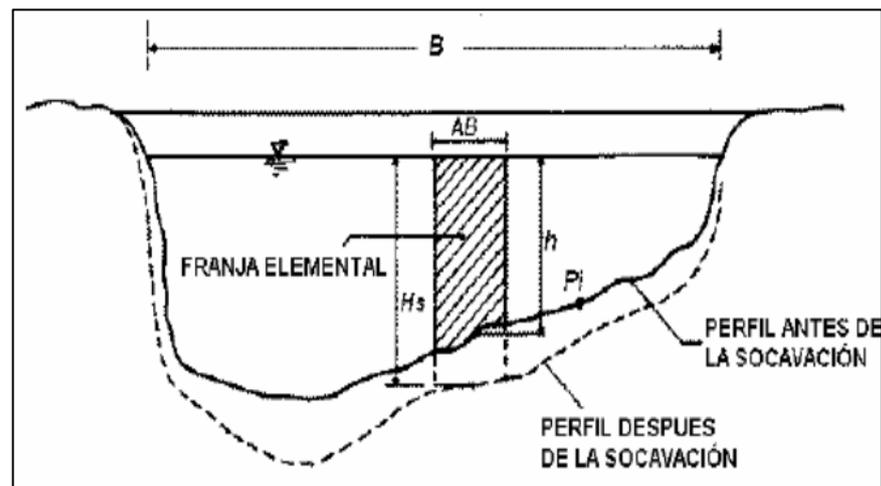


Figura 6. Erosión en una sección del río.  
Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011).

### 2.2.12. Drenaje longitudinal de la carretera

El agua que fluye en la plataforma de una vía debe ser evacuada, con el fin de mantener una adecuada transitabilidad, estabilidad y durabilidad (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2011). Por lo general el aspecto con mayor relevancia en este punto, es el agua proveniente de las precipitaciones, es por ello que, en el diseño de este tipo de estructuras se debe de considerar los siguientes aspectos:

- Periodo de retorno
- Riesgo de obstrucciones
- Velocidad máxima del agua; para lo cual, la pendiente debe estar comprendida entre 0.5 % y 2 %.

### Cunetas

Este tipo de estructuras son zanjas longitudinales que pueden ser revestidas o no, las cuales se ubican en ambos lados de una vía, con el fin de captar y conducir de manera eficiente los flujos de agua superficial (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018).

Según el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2018), las cunetas deben ser proyectadas al pie del talud de la vía y deben ser construidas de un material resistente a la erosión del agua; además que, en la mayoría de vías, la sección más común utiliza es la triangular. La inclinación de las cunetas triangulares (V/H) dependerá de las condiciones de seguridad velocidad y volumen de diseño de la vía, en función a lo especificado en la siguiente tabla

Tabla 8. Secciones de cunetas en función al IMDA y la velocidad de diseño.

V.D (km/h)	I.M.D.A (veh/día)	
	< 750	> 750
< 70	1:02	
	1:03	1:03
> 70	1:03	1:04

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2018).

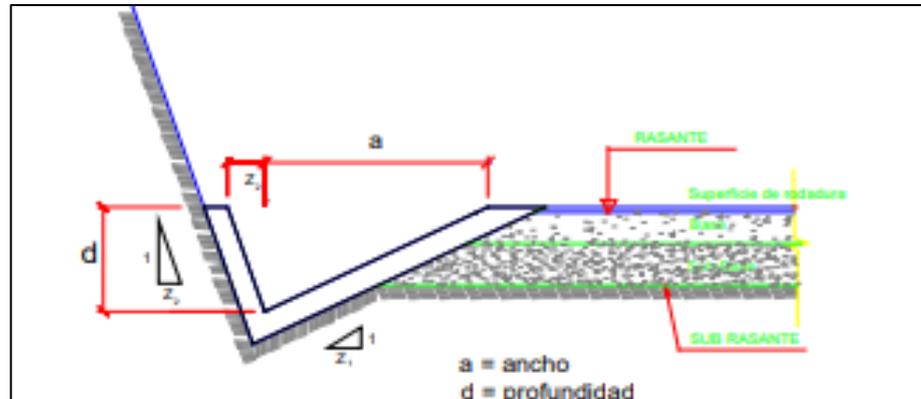


Figura 7. Sección típica de una cuneta triangular.

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011).

Según Quiroz y Robles (2021), para el dimensionamiento de las cunetas se debe de considerar:

- El caudal que transita en la cuneta llena.
- El caudal que produce la máxima velocidad.

Además, se debe tener en cuenta la fórmula establecida por Manning:

$$Q = A.V = \frac{A.R_h^{2/3}.S^{1/2}}{n} \quad (\text{Ecuación 24})$$

Dónde: Q, es el caudal; V, es la velocidad media; A, es el área de la sección; P, es el perímetro mojado, Rh, es el radio hidráulico; S, es la pendiente y n, es el coeficiente de rugosidad.

Según el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), el diseño de las cunetas culmina al establecer una sección que cumpla la siguiente condición:

$$Q_{Manning} > Q_{aporte} \quad (\text{Ecuación 25})$$

Donde  $Q_{Manning}$ , es el caudal obtenido mediante la ecuación de Manning y  $Q_{aporte}$ , es el caudal obtenido del estudio hidrológico.

Para Quiroz y Robles (2021), el caudal de aporte puede obtenerse al resolver la siguiente ecuación:

$$Q = \frac{C.I.A}{3.6} \quad (\text{Ecuación 26})$$

Donde; Q, es el caudal de aporte; C, es el coeficiente de escorrentía; A, es el área de aporte de la cuneca e I, es la intensidad de la lluvia.

Para el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), las dimensiones deben ser fijadas mediante de acuerdo a las condiciones pluviales de la zona de estudio. Sin embargo, si las cunetas son de sección triangular, la norma establece las siguientes dimensiones:

Tabla 9. Secciones mínimas para cunetas.

Región	Profundidad (m)	Ancho (m)
Seca (< 400 mm/año)	0.2	0.5
Lluviosa (de 400 a < 1600 mm/año)	0.3	0.75
Muy lluviosa (de 1600 a < 3000 mm/año)	0.4	1.2
Muy lluviosa (> 3000 mm/año)	0.3	1.2

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011).

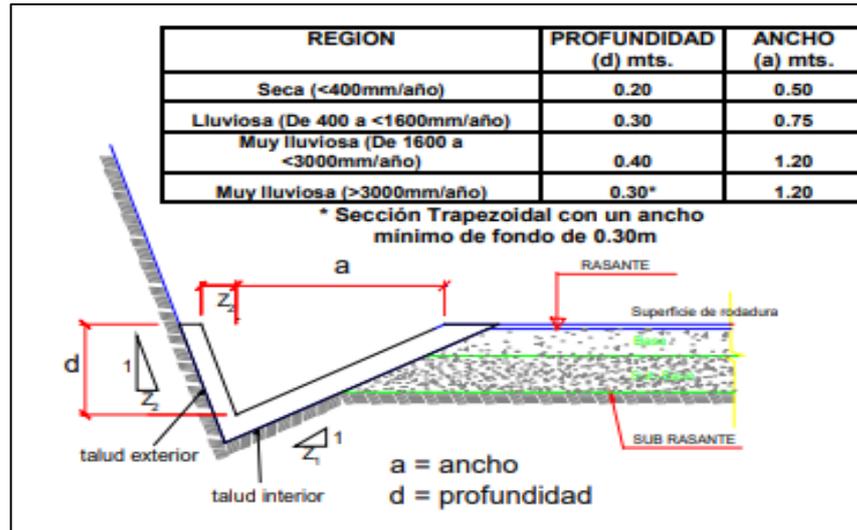


Figura 8. Dimensiones mínimas de cunetas triangulares.

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011).

Las cunetas deben por lo general desaguar en una alcantarilla de alivio, además que los tramos en regiones secas deben ser de máximo de 250 m, mientras que en zonas lluviosas de 200 m (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2011).

Otro aspecto importante en las cunetas es el revestimiento que deben poseer, pues de no hacerlo, puede provocar filtraciones a las capas del pavimento que a largo plazo se traduce en un deterioro de las mismas. Si el revestimiento es de concreto se recomienda una resistencia de  $175 \text{ kg/cm}^2$  y un espesor de 7.5 cm (Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011)).

## **CAPÍTULO III**

### **METODOLOGÍA**

#### **3.1. Tipo de estudio**

El tipo de estudio del presente informe es aplicado, debido a que se utilizan conocimientos existentes con el fin poder establecer una solución a un problema determinado; es decir, que se ha utilizado conocimientos basados en el modelamiento hidrológico y el diseño hidráulico de la carretera Calachota – Ayauca, Yauyos – Lima, con el fin de poder realizar el diseño de las principales obras de arte que se encuentran en la mencionada vía, para así asegurar una adecuada transitabilidad y durabilidad.

#### **3.2. Nivel de estudio**

El nivel de estudio considerado en el presente trabajo fue descriptivo, pues este tipo de estudio busca establecer o describir las principales características de un fenómeno estudiado; es decir la información recolectada y procesada fue para describir las principales características de las obras de arte como las alcantarillas, badenes, puentes y cunetas; en función a un estudio hidrológico de las cuencas y microcuencas que rodean a la carretera Calachota – Ayauca.

#### **3.3. Diseño del estudio**

El diseño de estudio para el presente informe fue no experimental, debido a que no existe una manipulación intencional de las variables consideradas; además es del tipo transversal, pues la recolección de la información fue realizada en un solo momento.

#### **3.4. Población y muestra**

##### **3.4.1. Población**

La población correspondió a las estructuras de drenaje de la red vial departamental LM-126 (que abarca desde el poblado de Calachota a Esquina de Omas), la cual posee una longitud de 89.507 km.

#### **3.4.2. Muestra**

La muestra, de acuerdo al muestreo no probabilístico o intencional correspondió a las obras hidráulicas de la carretera Calachota - Ayauca perteneciente a la vía LM 126 y que posee una longitud de 19.851 km.

### **3.5. Técnicas e instrumentos de recolección de datos**

#### **3.5.1. Técnicas de recolección de datos**

##### **Revisión literaria**

Esta técnica consiste en la revisión de la información física y digital de información referente al tema de investigación, por lo que se consideraron normas como el Manual de Carreteras: diseño geométrico y el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, publicados por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú.

##### **Observación**

Esta técnica tiene como principal objetivo establecer un énfasis en el control de los procedimientos establecidos para la ejecución de los procesos en campo; es decir, que mediante esta técnica se ha podido recolectar información que en un inicio resultaba secundaria, como los niveles históricos de agua en el río, las características del cauce y zonas que pueden ser afectadas si no existiese una estructura de drenaje.

#### **3.5.2. Instrumentos de recolección de datos**

Para la recolección de los datos se consideraron instrumentos, cuya confiabilidad ya es establecida por normativas vigentes, tales como: la estación total, wincha, GPS y el nivel topográfico. También es factible mencionar que para el procesamiento de los datos obtenidos se utilizó programas especializados como Microsoft Excel, AutoCAD y ArcGI

## CAPÍTULO IV

### DESARROLLO DEL INFORME

#### 4.1. Resultados

##### 4.1.1. Estudio hidrológico

##### Análisis de la precipitación

El primer aspecto desarrollado en el presente informe, fue la determinación de precipitación en la zona de estudio, para ello se consideró la estación pluviográfica.

Tabla 10. Datos de la estación de SENAMHI utilizada.

Nombre de la Estación	Entidad operadora	Latitud S	Longitud W	Altitud m.s.n.m.	Provincia	Dpto.	Periodo de Registros
Yauyos	SENAMHI	12°29'	75°54'	2327	Yauyos	Lima	2007-2016

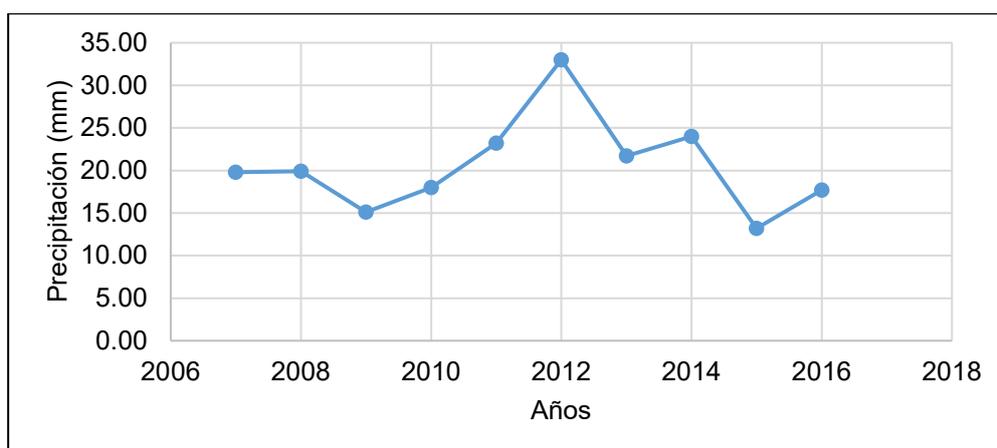


Figura 9. Distribución de la precipitación máxima en 24 horas de los años 2007 – 2016.

Como se muestra en la figura anterior la estación utilizada para el estudio de la presente investigación fue la estación SENAMHI, de la cual se pudo obtener la precipitación máxima en 24 horas en un periodo de 9 años.

##### Análisis de la distribución de la precipitación

Para el análisis de frecuencias para la estimación de la precipitación máxima diaria se consideró modelos probabilísticos discretos y continuos,

y cuya estimación de los parámetros fue determinada mediante el método de momentos, tal como se muestran en las siguientes tablas.

Es importan mencionar que el análisis mencionado fue realizado mediante el uso de programa SMADA (Stomwater Management and Desing Aid).

Tabla 11. Parámetros para el análisis de distribución de la precipitación por el método Gumbel.

Parámetros	
First moment	20.56
Second moment	30.51
Third moment	138.34
Skew	0.82
Distribution method	Gumbel
Number of points	10
Maximum	33
Minimum	13.2

Tabla 12. Valores y predicciones obtenidos con SMADA con el método Gumbel.

Punto	Dato actual	Dato simulado
0.091	13.20	12.17
0.182	15.10	14.26
0.273	17.70	15.92
0.364	18.00	17.46
0.455	19.80	18.98
0.546	19.90	20.59
0.636	21.70	22.39
0.727	23.20	24.54
0.818	24.00	27.36
0.909	33.00	31.92

Tabla 13. Precipitación probable según el método de Gumbel.

Periodo de retorno	Probabilidad de ocurrencia	Precipitación máxima probable
500	0.998	55.5857
200	0.995	49.9641
100	0.99	45.7031
50	0.98	41.4265
25	0.96	37.1181
10	0.9	31.3105
5	0.8	26.7141
2	0.5	19.7717

Las tablas anteriores muestran la distribución y estimación de las máximas precipitaciones para diferentes periodos de retorno mediante la aplicación del método Gumbel.

Tabla 14. Parámetros para el análisis de distribución de la precipitación por el método Normal.

Parámetros	
First moment	20.56
Second moment	30.51
Third moment	138.34
Skew	0.82
Distribution method	Normal
Number of points	10
Maximum	33.00
Minimum	13.20

Tabla 15. Valores y predicciones obtenidos con SMADA con el método Normal.

Punto	Dato actual	Dato simulado
0.091	13.20	13.18
0.182	15.10	15.54
0.273	17.70	17.22
0.364	18.00	18.64
0.455	19.80	19.93
0.546	19.90	21.19
0.636	21.70	22.48
0.727	23.20	23.90
0.818	24.00	25.58
0.909	33.00	27.94

Tabla 16. Precipitación probable según el método Normal.

Periodo de retorno	Probabilidad de ocurrencia	Precipitación máxima probable
500	0.998	36.460
200	0.995	34.790
100	0.990	33.412
50	0.980	31.906
25	0.960	30.232
10	0.900	27.640
5	0.800	25.208
2	0.500	20.560

En la Tabla 14, Tabla 15 y Tabla 16 muestran los parámetros obtenidos medios después de la aplicación del software SMADA mediante el método Normal.

Tabla 17. Parámetros para el análisis de distribución de la precipitación por el método Log-Normal.

Parámetros	
First moment	20.56
Second moment	30.51
Third moment	138.34
Skew	0.82
Distribution method	Log Normal
Number of points	10
Maximum	33.00
Minimum	13.20

Tabla 18. Valores y predicciones obtenidos con SMADA con el método Log-Normal.

Punto	Dato actual	Dato simulado
0.091	13.20	13.96
0.182	15.10	15.62
0.273	17.70	16.93
0.364	18.00	18.11
0.455	19.80	19.27
0.546	19.90	20.46
0.636	21.70	21.77
0.727	23.20	23.29
0.818	24.00	25.24
0.909	33.00	28.25

Tabla 19. Precipitación probable según el método Normal.

Periodo de retorno	Probabilidad de ocurrencia	Precipitación máxima probable
500	0.998	42.453
200	0.995	39.197
100	0.990	36.699
50	0.980	34.151
25	0.960	31.525
10	0.900	27.851
5	0.800	24.795
2	0.500	19.856

En las tablas anteriores se muestran los valores obtenidos de la precipitación máxima para diferentes periodos de retorno aplicando el método de la distribución Normal.

Tabla 20. Parámetros para el análisis de distribución de la precipitación por el método Log Normal 3 parámetros.

Parámetros	
First moment	20.56
Second moment	30.51
Third moment	138.34
Skew	0.82
Distribution method	Log Normal 3 parámetros

Number of points	10
Maximum	33.00
Minimum	13.20

Tabla 21. Valores y predicciones obtenidos con SMADA con el método Log Normal 3 parámetros.

Punto	Dato actual	Dato simulado
0.091	13.20	13.95
0.182	15.10	15.62
0.273	17.70	16.93
0.364	18.00	18.11
0.455	19.80	19.27
0.546	19.90	20.47
0.636	21.70	21.77
0.727	23.20	23.29
0.818	24.00	25.24
0.909	33.00	28.25

Tabla 22. Precipitación probable según el método Log Normal.

Periodo de retorno	Probabilidad de ocurrencia	Precipitación máxima probable
500	0.998	0.000
200	0.995	39.174
100	0.990	36.683
50	0.980	34.140
25	0.960	31.519
10	0.900	27.851
5	0.800	24.798
2	0.500	19.859

En las tablas anteriores se muestran las precipitaciones máximas probables para diferentes periodos de retorno mediante la distribución Log – Normal.

Comentario al análisis realizado, se ejecutó una prueba de bondad de ajuste con el fin de determinar si los datos obtenidos se ajustan a algún nivel de significancia a una determinada distribución de probabilidad.

Tabla 23. Distribución de datos con el método Gumbel

Nº	X
1	19.80
2	19.90
3	15.10
4	18.00
5	23.20
6	33.00
7	21.70
8	24.00

9	13.20
10	17.70

Tabla 24. Prueba de bondad de ajuste Smirniv Kolmogorov con el método Gumbel.

m	X	P (X)	G (Y) Ordinario	G (Y) Mom lineal	Delta
1	13.20	0.091	0.045	0.055	0.046
2	15.10	0.182	0.136	0.149	0.046
3	17.70	0.273	0.336	0.345	0.063
4	18.00	0.364	0.362	0.370	0.002
5	19.80	0.455	0.512	0.514	0.057
6	19.90	0.546	0.520	0.522	0.026
7	21.70	0.636	0.650	0.647	0.014
8	23.20	0.727	0.738	0.733	0.011
9	24.00	0.818	0.777	0.771	0.041
10	33.00	0.909	0.969	0.966	0.060

De acuerdo a la prueba de Smirnov Kolmogorov con el método Gumbel, se ha determinado lo siguiente:

- Como el delta teórico 0.0632, es menor que el delta tabular 0.4301. Los datos se ajustan a la distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5 %.
- Con momentos ordinarios: Parámetro de posición ( $\mu$ )= 18.0741  
Parámetro de escala (alfa)= 4.3067.
- Con momentos lineales: Parámetro de posición ( $\mu_l$ )= 17.9766  
Parámetro de escala (alfal)= 4.4756.

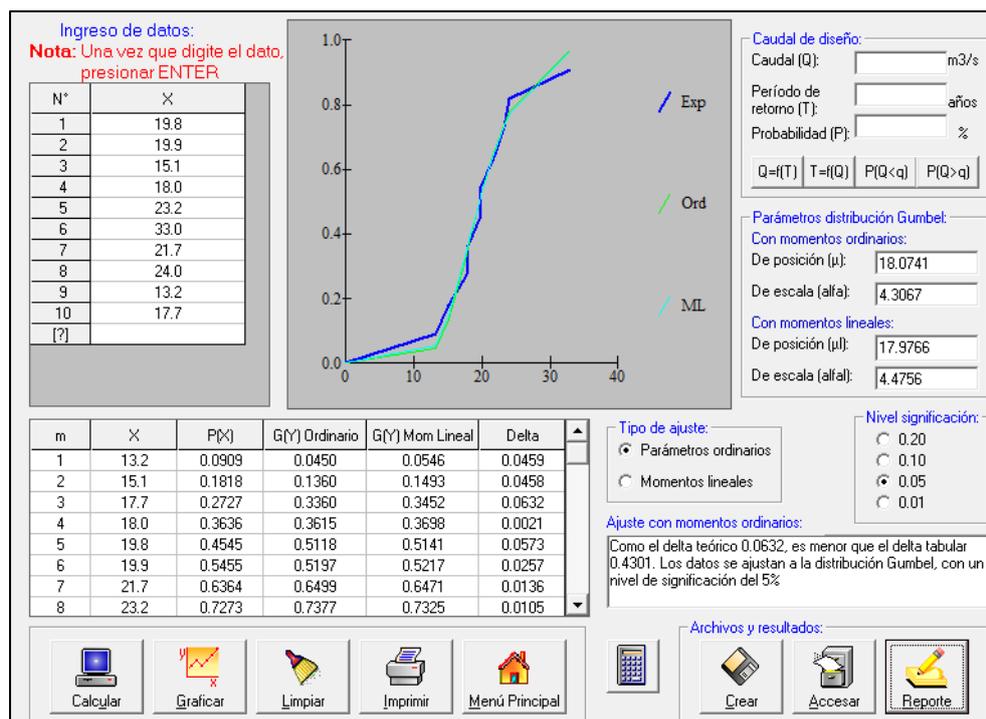


Figura 10. Ajuste de los datos con el método Gumbel en Hidroesta.

Tabla 25. Prueba de bondad de ajuste Smirnov Kolmogorv con el método Normal.

m	X	P (X)	F(Z) Ordinario	F (Z) Mom lineal	Delta
1	13.20	0.0909	0.0914	0.0904	0.0004
2	15.10	0.1818	0.1615	0.1604	0.0204
3	17.70	0.2727	0.3023	0.3015	0.0296
4	18.00	0.3636	0.3215	0.3208	0.0421
5	19.80	0.4545	0.4453	0.4450	0.0093
6	19.90	0.5455	0.4524	0.4522	0.0930
7	21.70	0.6364	0.5818	0.5821	0.0546
8	23.20	0.7273	0.6837	0.6844	0.0436
9	24.00	0.8182	0.7333	0.7342	0.0849
10	33.00	0.9091	0.9878	0.9882	0.0788

De acuerdo a la prueba de Smirnov Kolmogorv con el método de distribución normal, se ha determinado lo siguiente:

- Como el delta teórico 0.0930, es menor que el delta tabular 0.4301. Los datos se ajustan a la distribución Normal, con un nivel de significación del 5%.
- Con momentos ordinarios: Parámetro de localización ( $X_m$ )= 20.56 Parámetro de escala (S)= 5.5235.

- Con momentos lineales: Media lineal (Xl)= 20.56 Desviación estándar lineal (Sl)= 5.4985.

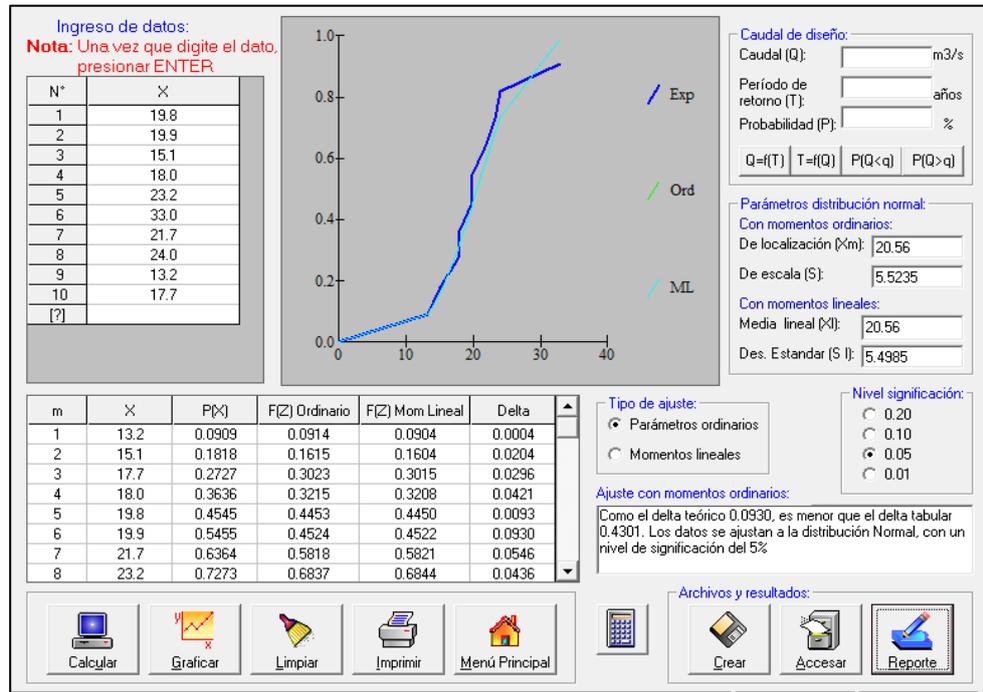


Figura 11. Ajuste de los datos con el método Normal en Hidroesta.

Tabla 26. Prueba de bondad de ajuste Smirnov Kolmogorv con el método Log Normal.

m	X	P (X)	F(Z) Ordinario	F (Z) Mom lineal	Delta
1	13.20	0.0909	0.0535	0.0590	0.0374
2	15.10	0.1818	0.1385	0.1459	0.0433
3	17.70	0.2727	0.3203	0.3254	0.0476
4	18.00	0.3636	0.3441	0.3486	0.0195
5	19.80	0.4545	0.4884	0.4888	0.0339
6	19.90	0.5455	0.4962	0.4964	0.0492
7	21.70	0.6364	0.6288	0.6251	0.0076
8	23.20	0.7273	0.7223	0.7163	0.0050
9	24.00	0.8182	0.7649	0.7581	0.0533
10	33.00	0.9091	0.9753	0.9717	0.0662

De acuerdo a la prueba de Smirnov Kolmogorv con el método de distribución Log - normal, se ha determinado lo siguiente:

- Como el delta teórico 0.0662, es menor que el delta tabular 0.4301. Los datos se ajustan a la distribución Log - Normal, con un nivel de significación del 5%.
- Con momentos ordinarios: Parámetro de escala ( $\mu_y$ ) = 2.9931 Parámetro de forma ( $S_y$ )= 0.2561.

- Con momentos lineales: Parámetro de escala ( $\mu_{yl}$ )= 2.9931  
Parámetro de forma ( $S_{yl}$ )= 0.2641.

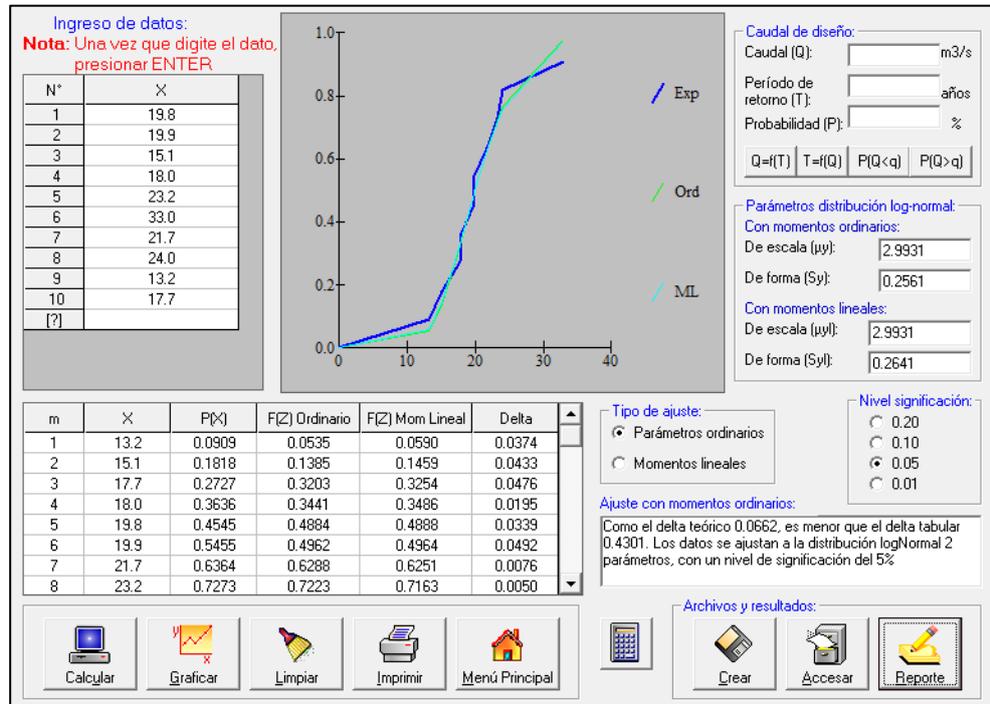


Figura 12. Ajuste de los datos con el método Log Normal en Hidroesta.

Tabla 27. Prueba de bondad de ajuste Smirnov Kolmogorv con el método Log Normal 3 parámetros.

m	X	P (X)	Z	F(Z)	Delta
1.00	13.20	0.091	-1.847	0.032	0.059
2.00	15.10	0.182	-1.166	0.122	0.060
3.00	17.70	0.273	-0.443	0.329	0.056
4.00	18.00	0.364	-0.371	0.355	0.008
5.00	19.80	0.455	0.028	0.511	0.057
6.00	19.90	0.546	0.048	0.519	0.026
7.00	21.70	0.636	0.394	0.653	0.017
8.00	23.20	0.727	0.653	0.743	0.016
9.00	24.00	0.818	0.781	0.783	0.036
10.00	33.00	0.909	1.923	0.973	0.064

De acuerdo a la prueba de Smirnov Kolmogorv con el método de distribución Log – normal 3 parámetros, se ha determinado lo siguiente:

- Como el delta teórico 0.0637, es menor que el delta tabular 0.4301. Los datos se ajustan a la distribución logNormal 3 parámetros, con un nivel de significación del 5%.

- Parámetro de posición ( $x_0$ )= 6.3965 Parámetro de escala ( $\mu y$ ) = 2.5855 Parámetro de forma ( $Sy$ )= 0.3617.

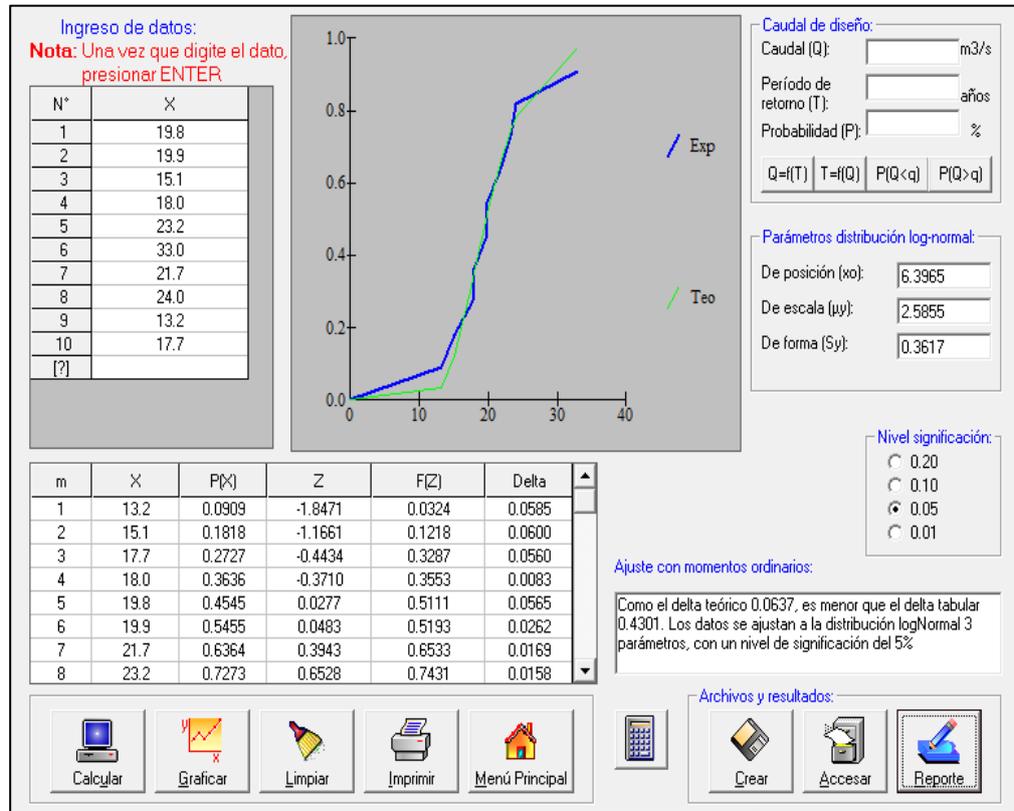


Figura 13. Ajuste de los datos con el método Log Normal 3 parámetros en Hidroesta.

Tabla 28. Comparación de los resultados de la distribución.

Distribución	Delta teórico
Gumbel	0.0632
Normal	0.093
Log - Normal	0.0662
Log - Normal de 3 parámetros	0.0637

De la tabla anterior se muestra se puede observar que:

$$0.0632 < 0.0637 < 0.0662 < 0.0930.$$

Por tanto, del Análisis de Distribuciones realizado se obtiene que el análisis de distribución que mejor se ajusta es la distribución GUMBEL.

### Determinación de la tormenta de diseño

En función al método establecido por Gumbel, se determinó las intensidades de las precipitaciones en un determinado periodo y frecuencia (IDF); para lo cual se establecieron las siguientes tablas:

Tabla 29. Precipitaciones máximas para diferentes tiempos de duración.

Tiempo de Duración	Cociente	Precipitación máxima Pd (mm) por tiempos de duración							
		2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	100 años	200 años	500 años
24 hr	X24	19.77	26.71	31.31	37.12	41.43	45.70	49.96	55.59
18 hr	X18 = 91%	17.99	24.31	28.49	33.78	37.70	41.59	45.47	55.59
12 hr	X12 = 80%	15.82	21.37	25.05	29.69	33.14	36.56	39.97	44.47
8 hr	X8 = 68%	13.44	18.17	21.29	25.24	28.17	31.08	33.98	37.80
6 hr	X6 = 61%	12.06	16.30	19.10	22.64	25.27	27.88	30.48	33.91
5 hr	X5 = 57%	11.27	15.23	17.85	21.16	23.61	26.05	28.48	31.68
4 hr	X4 = 52%	10.28	13.89	16.28	19.30	21.54	23.77	25.98	28.90
3 hr	X3 = 46%	9.10	12.29	14.40	17.07	19.06	21.02	22.98	25.57
2 hr	X2 = 39%	7.71	10.42	12.21	14.48	16.16	17.82	19.49	21.68
1 hr	X1 = 30%	5.93	8.01	9.39	11.14	12.43	13.71	14.99	16.68

En la tabla anterior se muestra las precipitaciones máximas en un periodo de tiempo de 24 horas y un periodo de retorno de 5 a 500 años.

Tabla 30. Parámetros para el periodo de retorno T=2 años.

Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	0.8238	7.2724	-0.1938	-1.4094	52.8878
2	1080	0.9996	6.9847	-0.0004	-0.003	48.7863
3	720	1.3181	6.5793	0.2762	1.8172	43.2865
4	480	1.6806	6.1738	0.5191	3.2051	38.1156
5	360	2.0101	5.8861	0.6982	4.1097	34.6462
6	300	2.254	5.7038	0.8127	4.6354	32.5331
7	240	2.5703	5.4806	0.944	5.1739	30.0374
8	180	3.0317	5.193	1.1091	5.7596	26.9668
9	120	3.8555	4.7875	1.3495	6.4607	22.9201
10	60	5.9315	4.0943	1.7803	7.2891	16.7637
10	4980	24.4752	58.1555	7.2949	37.0382	346.9435
Ln (d) =	4.3141	d =	74.7474	n =	-0.6164	

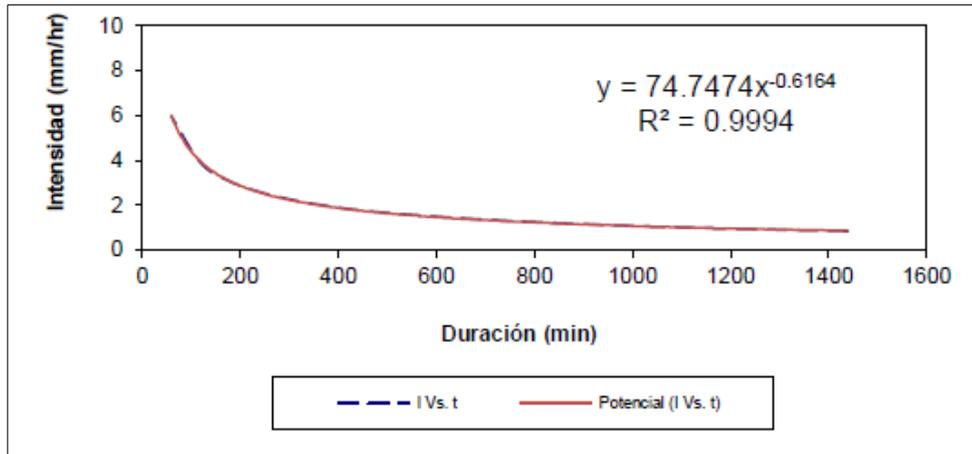


Figura 14. Curva de intensidad y duración para un periodo de retorno T=2 años.

En la figura y tabla anterior se muestra la determinación de los parámetros “d”, y “n”, para un periodo de retorno Tr= 2 años.

Tabla 31. Parámetros para el periodo de retorno T=5 años.

Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	1.1131	7.2724	0.1071	0.7791	52.8878
2	1080	1.3505	6.9847	0.3005	2.099	48.7863
3	720	1.7809	6.5793	0.5771	3.7972	43.2865
4	480	2.2707	6.1738	0.8201	5.063	38.1156
5	360	2.7159	5.8861	0.9991	5.881	34.6462
6	300	3.0454	5.7038	1.1136	6.3519	32.5331
7	240	3.4728	5.4806	1.245	6.8232	30.0374
8	180	4.0962	5.193	1.4101	7.3223	26.9668
9	120	5.2092	4.7875	1.6504	7.9014	22.9201
10	60	8.0142	4.0943	2.0812	8.5212	16.7637
10	4980	33.0691	58.1555	10.3043	54.5395	346.9435
Ln (d) =	4.6151	d =	100.9933	n =	-0.6164	

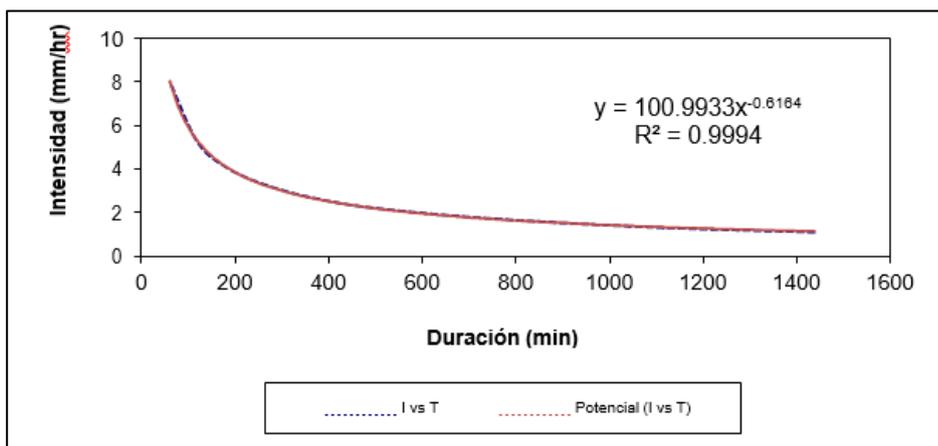


Figura 15. Curva de intensidad y duración para un periodo de retorno T=5 años.

En la figura y tabla anterior se muestra la determinación de los parámetros “d”, y “n”, para un periodo de retorno Tr= 5 años.

Tabla 32. Parámetros para el periodo de retorno T=10 años.

Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	1.3046	7.2724	0.2659	1.9337	52.8878
2	1080	1.5829	6.9847	0.4593	3.2079	48.7863
3	720	2.0874	6.5793	0.7359	4.8417	43.2865
4	480	2.6614	6.1738	0.9788	6.0432	38.1156
5	360	3.1832	5.8861	1.1579	6.8155	34.6462
6	300	3.5694	5.7038	1.2724	7.2575	32.5331
7	240	4.0704	5.4806	1.4037	7.6934	30.0374
8	180	4.8009	5.193	1.5688	8.1468	26.9668
9	120	6.1055	4.7875	1.8092	8.6615	22.9201
10	60	9.3932	4.0943	2.24	9.1713	16.7637
10	4980	38.7589	58.1555	11.8919	63.7724	346.9435
Ln (d) =	4.7738	d =	118.3701	n =	-0.6164	

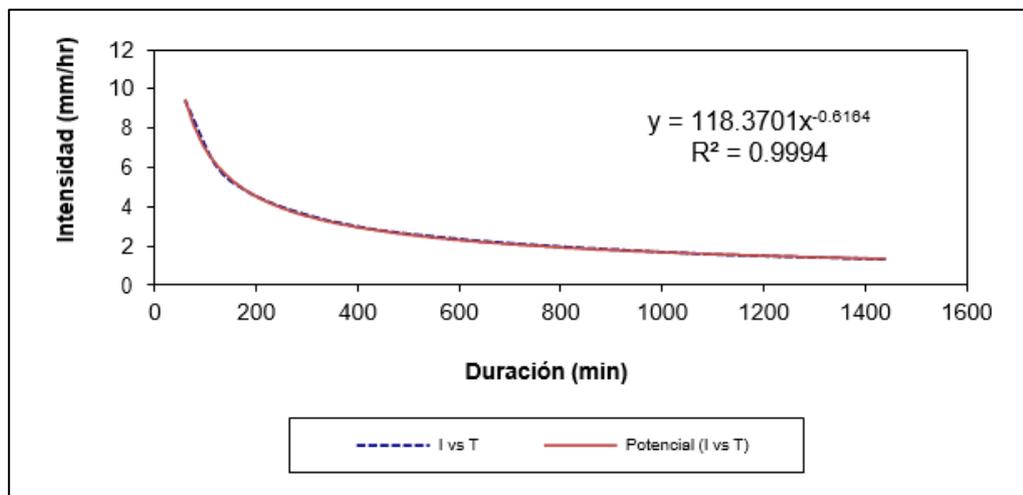


Figura 16. Curva de intensidad y duración para un periodo de retorno T=10 años.

En la figura y tabla anterior se muestra la determinación de los parámetros “d”, y “n”, para un periodo de retorno Tr= 10 años.

Tabla 33. Parámetros para el periodo de retorno T=25 años.

Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	1.5466	7.2724	0.4361	3.1711	52.8878
2	1080	1.8765	6.9847	0.6294	4.3963	48.7863
3	720	2.4745	6.5793	0.9061	5.9612	43.2865
4	480	3.155	6.1738	1.149	7.0937	38.1156
5	360	3.7737	5.8861	1.328	7.817	34.6462
6	300	4.2315	5.7038	1.4425	8.228	32.5331
7	240	4.8254	5.4806	1.5739	8.6259	30.0374
8	180	5.6914	5.193	1.739	9.0304	26.9668
9	120	7.238	4.7875	1.9793	9.4761	22.9201
10	60	11.1354	4.0943	2.4101	9.8679	16.7637
10	4980	45.9481	58.1555	13.5935	73.6676	346.9435
Ln (d) =	4.944	d =	140.3259	n =	-0.6164	

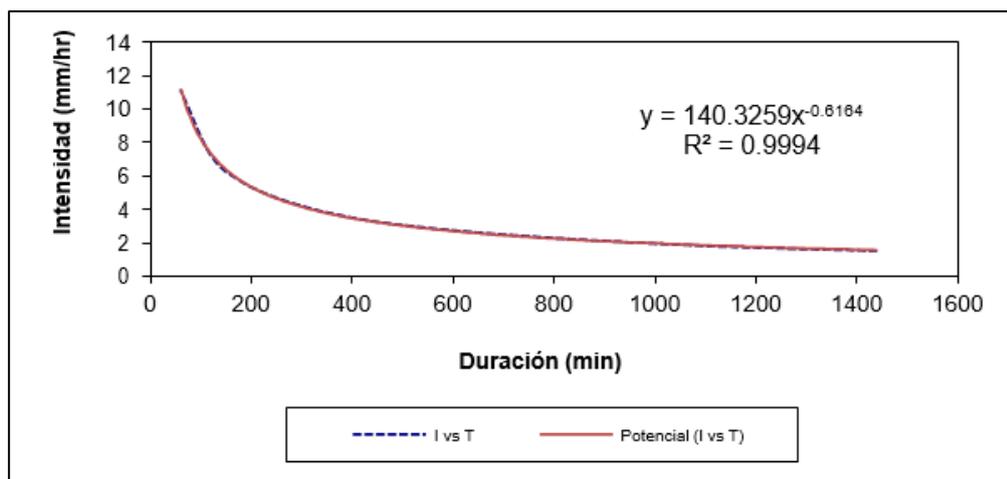


Figura 17. Curva de intensidad y duración para un periodo de retorno  $T=25$  años.

En la figura y tabla anterior se muestra la determinación de los parámetros “d”, y “n”, para un periodo de retorno  $T_r= 25$  años.

Tabla 34. Parámetros para el periodo de retorno  $T=50$  años.

Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	1.7261	7.2724	0.5459	3.9698	52.8878
2	1080	2.0943	6.9847	0.7392	5.1634	48.7863
3	720	2.7618	6.5793	1.0159	6.6837	43.2865
4	480	3.5213	6.1738	1.2588	7.7717	38.1156
5	360	4.2117	5.8861	1.4379	8.4634	34.6462
6	300	4.7226	5.7038	1.5524	8.8543	32.5331
7	240	5.3854	5.4806	1.6837	9.2278	30.0374
8	180	6.3521	5.193	1.8488	9.6006	26.9668
9	120	8.0782	4.7875	2.0892	10.0019	22.9201
10	60	12.428	4.0943	2.5199	10.3175	16.7637
10	4980	51.2814	58.1555	14.6916	80.054	346.9435
Ln (d) =	5.0538	d =	156.6139	n =	-0.6164	

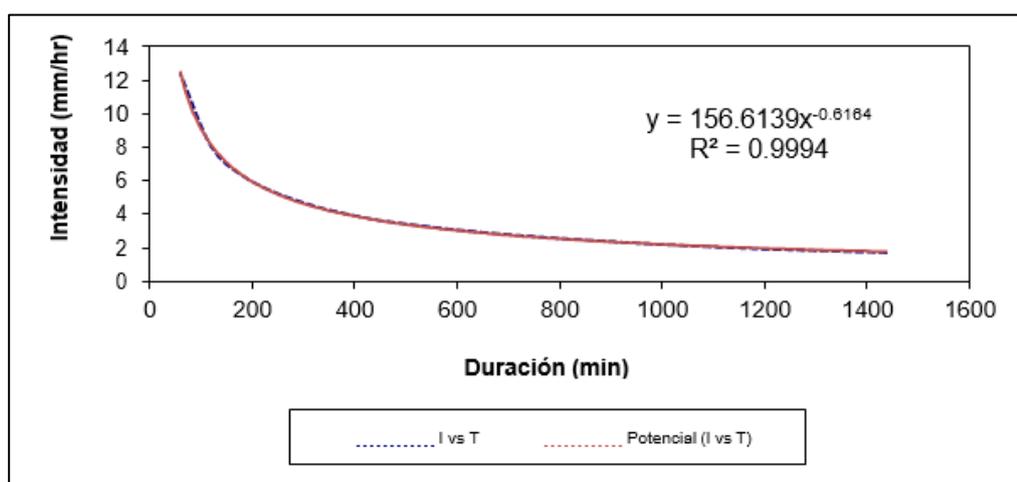


Figura 18. Curva de intensidad y duración para un periodo de retorno  $T=50$  años.

En la figura y tabla anterior se muestra la determinación de los parámetros “d”, y “n”, para un periodo de retorno  $T_r = 50$  años.

Tabla 35. Parámetros para el periodo de retorno  $T=100$  años.

Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx) <sup>2</sup>
1	1440	1.9043	7.2724	0.6441	4.6842	52.8878
2	1080	2.3105	6.9847	0.8375	5.8496	48.7863
3	720	3.0469	6.5793	1.1141	7.33	43.2865
4	480	3.8848	6.1738	1.3571	8.3782	38.1156
5	360	4.6465	5.8861	1.5361	9.0417	34.6462
6	300	5.2102	5.7038	1.6506	9.4147	32.5331
7	240	5.9414	5.4806	1.7819	9.7662	30.0374
8	180	7.0078	5.193	1.947	10.1108	26.9668
9	120	8.9121	4.7875	2.1874	10.4722	22.9201
10	60	13.7109	4.0943	2.6182	10.7198	16.7637
10	4980	56.5754	58.1555	15.6741	85.7675	346.9435
Ln (d) =	5.152	d =	172.7817	n =	-0.6164	

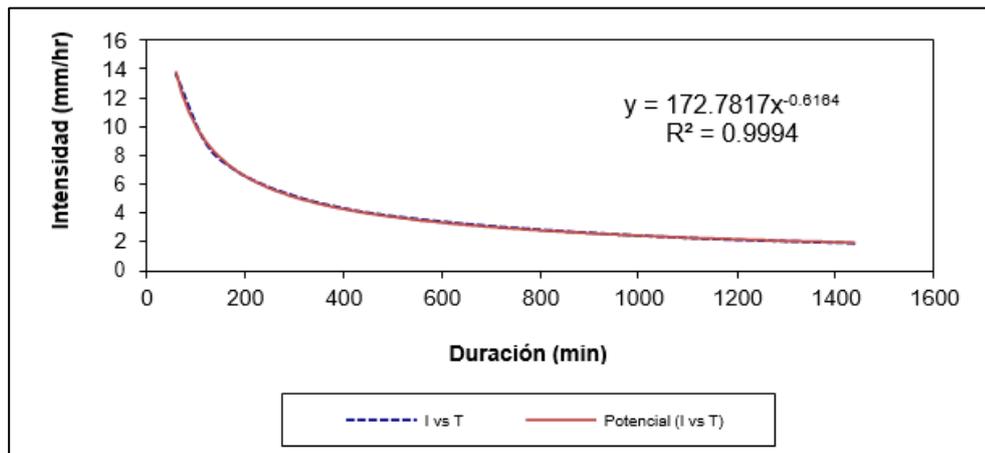


Figura 19. Curva de intensidad y duración para un periodo de retorno  $T=100$  años.

En la figura y tabla anterior se muestra la determinación de los parámetros “d”, y “n”, para un periodo de retorno  $T_r = 100$  años.

Tabla 36. Parámetros para el periodo de retorno  $T=200$  años.

Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx) <sup>2</sup>
1	1440	2.0818	7.2724	0.7333	5.3325	52.8878
2	1080	2.526	6.9847	0.9266	6.4722	48.7863
3	720	3.3309	6.5793	1.2033	7.9165	43.2865
4	480	4.2469	6.1738	1.4462	8.9285	38.1156
5	360	5.0797	5.8861	1.6252	9.5664	34.6462
6	300	5.6959	5.7038	1.7397	9.9231	32.5331
7	240	6.4953	5.4806	1.8711	10.2547	30.0374
8	180	7.6612	5.193	2.0362	10.5737	26.9668
9	120	9.743	4.7875	2.2765	10.899	22.9201
10	60	14.9892	4.0943	2.7073	11.0847	16.7637
10	4980	61.85	58.1555	16.5655	90.9514	346.9435
Ln (d) =	5.2412	d =	188.8905	n =	-0.6164	

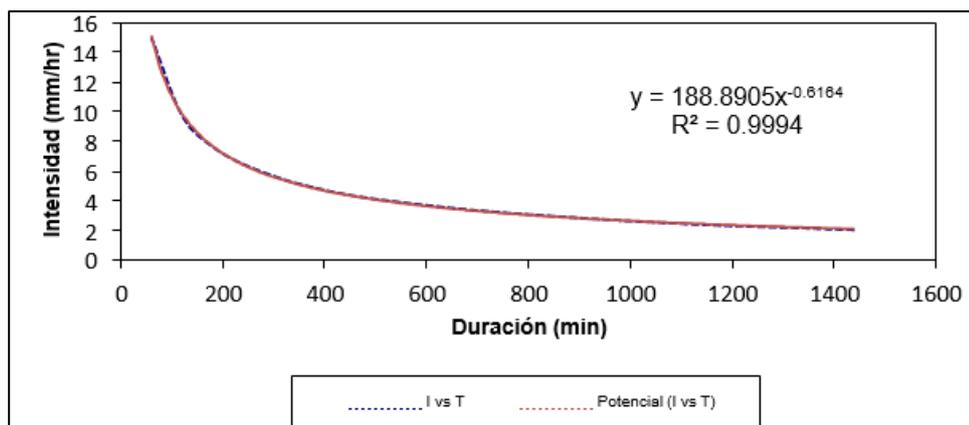


Figura 20. Curva de intensidad y duración para un periodo de retorno  $T=200$  años.

En la figura y tabla anterior se muestra la determinación de los parámetros “d” y “n”, para un periodo de retorno  $T_r= 200$  años.

Tabla 37. Parámetros para el periodo de retorno  $T=500$  años.

Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx) <sup>2</sup>
1	1440	2.3161	7.2724	0.8399	6.1079	52.8878
2	1080	3.0881	6.9847	1.1276	7.8756	48.7863
3	720	3.7057	6.5793	1.3099	8.618	43.2865
4	480	4.7248	6.1738	1.5528	9.5868	38.1156
5	360	5.6512	5.8861	1.7319	10.194	34.6462
6	300	6.3368	5.7038	1.8464	10.5313	32.5331
7	240	7.2261	5.4806	1.9777	10.8391	30.0374
8	180	8.5231	5.193	2.1428	11.1274	26.9668
9	120	10.8392	4.7875	2.3832	11.4094	22.9201
10	60	16.6757	4.0943	2.814	11.5213	16.7637
10	4980	69.0868	58.1555	17.726	97.8108	346.9435
Ln (d) =	5.2838	d =	197.1235	n =	-0.6038	

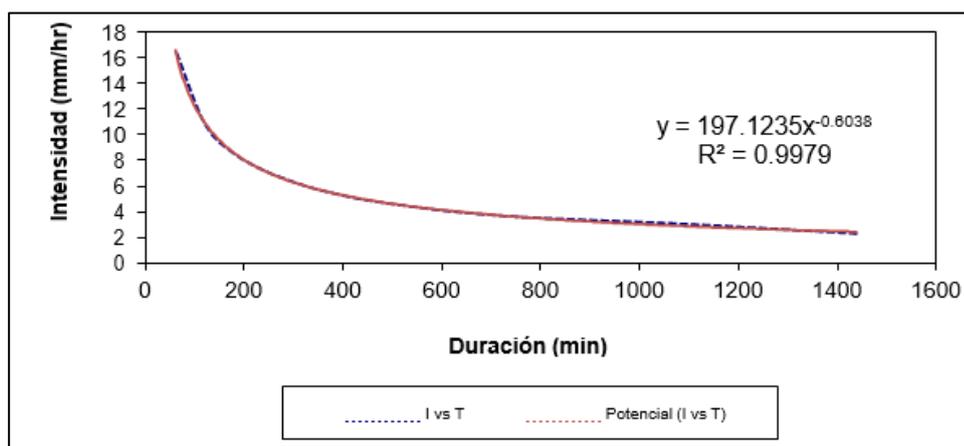


Figura 21. Curva de intensidad y duración para un periodo de retorno  $T=500$  años.

En la figura y tabla anterior se muestra la determinación de los parámetros “d”, y “n”, para un periodo de retorno  $T_r= 500$  años.

Tabla 38. Regresión potencial de la tormenta.

Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	2	74.7474	0.6931	4.3141	2.9903	0.4805
2	5	100.9933	1.6094	4.6151	7.4276	2.5903
3	10	118.3701	2.3026	4.7738	10.9921	5.3019
4	25	140.3259	3.2189	4.944	15.914	10.3612
5	50	156.6139	3.912	5.0538	19.7705	15.3039
6	100	172.7817	4.6052	5.152	23.726	21.2076
7	200	188.8905	5.2983	5.2412	27.7694	28.0722
8	500	197.1235	6.2146	5.2838	32.8369	38.6214
8	892	1149.8465	27.8542	39.3778	141.4269	121.9388
Ln (K) =	4.3192	K =	75.1269	m =	0.1732	

Finalmente, mediante la Tabla 38 se determinó los principales parámetros para la estimación de la intensidad; obteniéndose finalmente los siguientes parámetros:

- Término constante de regresión (K) = 75.127 y coeficiente de regresión (m)= 0.173.

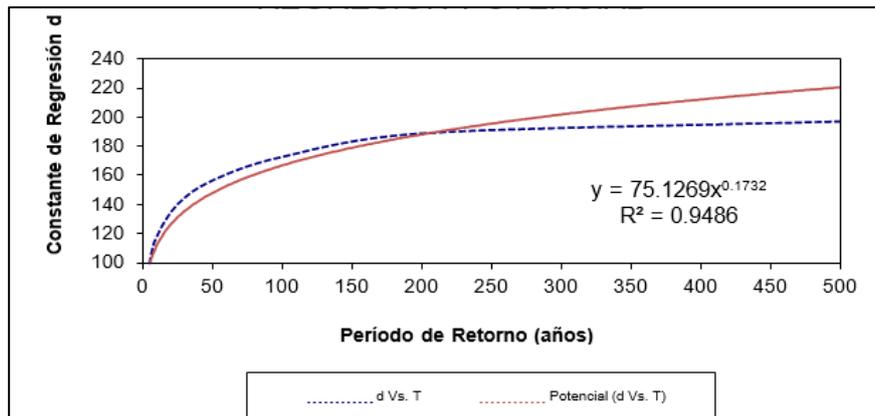


Figura 22. Curva de regresión potencial.

En la figura anterior se muestra las curvas de regresión potencial entre la constante “d” y el periodo de retorno.

Finalmente, mediante los parámetros estimados se determinó las curvas de intensidad – duración – frecuencia, que se muestra en la Figura 23.

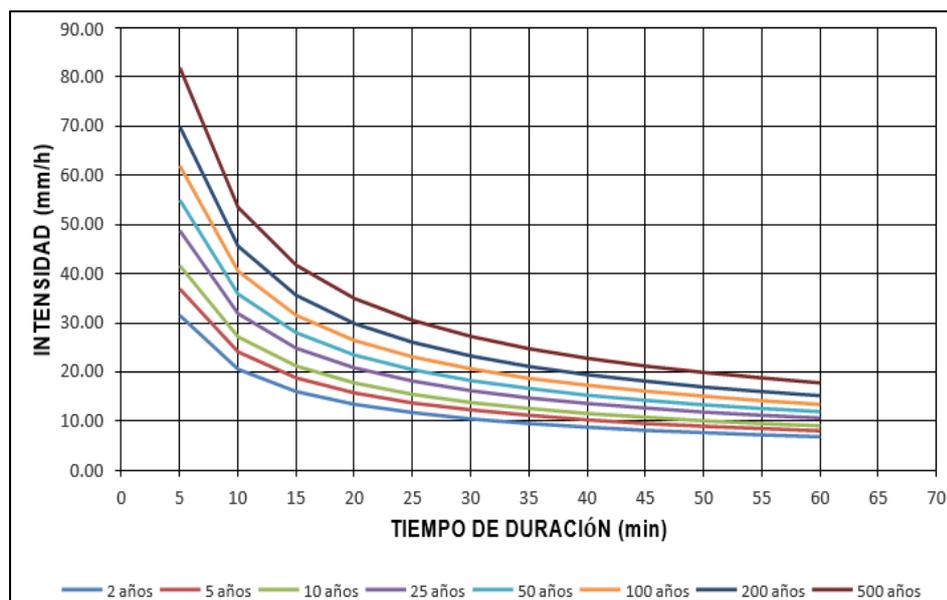


Figura 23. Curvas Intensidad, duración y frecuencia.

### Determinación de la caudal de diseño

El primer aspecto considerado para la estimación de los caudales de diseño fue la determinación del tiempo de concentración mediante la aplicación establecido por Kirpich.

Tabla 39. Determinación del tiempo de concentración para las alcantarillas.

Nº de alcantarilla	Ubicación - progresiva	Longitud de cauce L. (m)	Desnivel H (m)	Pend. Prom S (m/m)	Tiempo de concentración (min)	Tiempo de concentración asumido
1	0+755	236.75	6.03	0.025	5.39	5.00
2	1+430	314.78	8.48	0.027	6.56	7.00
3	1+522	168.02	3.34	0.02	4.55	5.00
4	1+580	381.02	6.94	0.018	8.84	9.00
5	1+630	337.37	6.67	0.02	7.8	8.00
6	2+000	164.47	1.91	0.012	5.5	6.00
7	2+078	213.14	5.43	0.025	4.97	5.00
8	2+170	206.53	5.42	0.026	4.79	5.00
9	2+256	187.7	3.23	0.017	5.24	5.00
10	2+280	201.36	3.38	0.017	5.58	6.00
11	2+343	396.6	13.06	0.033	7.26	7.00
12	2+790	222.34	5.93	0.027	5.04	5.00
13	2+857	166.52	2.97	0.018	4.71	5.00
14	2+890	167.4	2.54	0.015	5.03	5.00
15	2+940	129.19	1.69	0.013	4.37	5.00
16	2+973	155.95	2.7	0.017	4.53	5.00
17	3+058	69.61	0.6	0.009	3.18	5.00
18	3+070	165.43	1.8	0.011	5.67	6.00
19	3+288	153.71	3.15	0.02	4.2	5.00
20	3+330	196.66	3.37	0.017	5.44	5.00
21	3+440	146.01	1.46	0.01	5.32	5.00
22	3+640	229.34	6.03	0.026	5.19	5.00

23	3+690	171.75	2.41	0.014	5.29	5.00
24	3+707	228.88	5.78	0.025	5.26	5.00
25	3+790	189.89	4.4	0.023	4.71	5.00
26	3+842	198.12	3.87	0.02	5.2	5.00
27	3+888	195.52	2.56	0.013	6	6.00
28	3+907	240.42	4.69	0.02	6.04	6.00
29	3+950	362.83	8.23	0.023	7.82	8.00
30	4+124	387.79	16.71	0.043	6.43	6.00
31	4+300	208.85	3.39	0.016	5.82	6.00
32	4+327	230.29	2.63	0.011	7.18	7.00
33	4+352	173.2	1.45	0.008	6.5	6.00
34	4+375	211.32	3.13	0.015	6.08	6.00
35	4+475	297.99	5.98	0.02	7.05	7.00
36	4+534	365.79	13.47	0.037	6.53	7.00
37	4+922	439.18	19.39	0.044	7.01	7.00
38	4+980	535.48	31.54	0.059	7.31	7.00
39	5+200	396.61	11.35	0.029	7.66	8.00
40	5+310	845.13	61.38	0.073	9.58	10.00
41	5+500	528.6	26.98	0.051	7.65	8.00
42	5+675	510.14	25.96	0.051	7.45	7.00
43	5+820	450.46	20.8	0.046	7.03	7.00
44	5+920	608.37	33.17	0.055	8.31	8.00
45	6+057	152.08	2.92	0.019	4.27	5.00
46	6+210	373.61	18.62	0.05	5.91	6.00
47	6+400	414.51	15.82	0.038	7.09	7.00
48	7+000	213.08	4.75	0.022	5.23	5.00
49	7+141	117.97	1.58	0.013	4.03	5.00
50	8+275	90.66	0.75	0.008	3.97	5.00
51	8+364	77.64	0.73	0.009	3.35	5.00
52	8+433	145.21	2.72	0.019	4.16	5.00
53	8+480	174.9	3.18	0.018	4.86	5.00
54	8+570	208.99	3.89	0.019	5.52	6.00
55	8+640	173.84	2.51	0.014	5.28	5.00
56	8+964	187.46	3.18	0.017	5.26	5.00
57	8+987	232.16	7.34	0.032	4.88	5.00
58	9+009	278.85	9.63	0.035	5.43	5.00
59	9+075	179.25	1.7	0.009	6.36	6.00
60	9+132	211.68	5.38	0.025	4.95	5.00
61	9+450	225.22	4.96	0.022	5.48	5.00
62	9+720	203.29	2.43	0.012	6.41	6.00
63	9+890	266.43	6.35	0.024	6.05	6.00
64	9+927	431.74	20.56	0.048	6.72	7.00
65	9+940	488.29	19.53	0.04	7.9	8.00
66	11+045	526.17	17.23	0.033	9.04	9.00
67	11+400	523.05	26.62	0.051	7.6	8.00
68	11+710	311.6	5.99	0.019	7.42	7.00
69	12+057	453.12	9.57	0.021	9.54	10.00
70	12+246	502.41	10.47	0.021	10.38	10.00
71	12+265	546.66	31.78	0.058	7.47	7.00
72	12+315	748.05	63.05	0.084	8.24	8.00
73	12+570	707.35	33.73	0.048	9.83	10.00
74	13+300	678.1	35.9	0.053	9.14	9.00
75	13+460	626.29	31.44	0.05	8.77	9.00
76	14+390	220.38	4.92	0.022	5.36	5.00

77	14+990	170.94	2.03	0.012	5.62	6.00
78	15+020	139.33	1.97	0.014	4.49	5.00
79	15+340	400.09	16.5	0.041	6.7	7.00
80	15+370	158.73	2.53	0.016	4.74	5.00
81	15+410	153.33	2.49	0.016	4.58	5.00
82	15+965	236.68	6.22	0.026	5.32	5.00
83	16+250	600.42	18.98	0.032	10.15	10.00
84	16+300	176.91	1.63	0.009	6.37	6.00
85	16+400	192.85	4.62	0.024	4.71	5.00
86	16+750	314.58	11.85	0.038	5.77	6.00
87	17+020	481.47	28.98	0.06	6.68	7.00
88	17+340	462.62	24.94	0.054	6.76	7.00
89	17+800	508.65	33.69	0.066	6.72	7.00
90	18+260	415.01	19.8	0.048	6.52	7.00
91	18+680	285.26	6.31	0.022	6.56	7.00
92	18+900	318.42	8.98	0.028	6.51	7.00
93	19+576.49	277.79	7.17	0.026	6.06	6.00

En la tabla anterior se muestra los valores del tiempo de concentración para todas las alcantarillas establecidas en el proyecto, las cuales van desde un valor de 5 minutos a 10 minutos.

Tabla 40. Determinación del tiempo de concentración para los badenes.

N° de Badén	Ubicación - progresiva	Longitud de cauce L (m)	Desnivel H (m)	Pendiente prom. S (m/m)	Tiempo de concentración (min)	Tiempo de concentración asumido
1	0+325	1321.5	238.72	0.181	9.52	10
2	0+875	1208.98	223.68	0.185	8.81	9
3	1+248	1162.76	214.64	0.185	8.56	9
4	2+602	1037.55	164.91	0.159	8.3	8
5	2+729	803.57	71.74	0.089	8.52	9
6	4+072	664.46	85.67	0.129	6.39	6
7	4+430	3832.4	1879.4	0.49	14.72	15
8	4+731	913.25	106.3	0.116	8.48	8
9	7+307	4102.56	2952.94	0.72	13.38	13
10	8+248	2032.2	507.04	0.25	11.71	12
11	8+840	1910.63	487.71	0.255	11.07	11
12	10+350	1690.12	441.75	0.261	9.98	10
13	10+830	3580.8	2511.39	0.701	12.17	12
14	12+570	5493.97	2687.23	0.209	26.96	27
15	14+280	1283.1	195.24	0.152	9.94	10
16	14+880	911.73	117.56	0.129	8.15	8
17	15+140	876.77	114.23	0.13	7.87	8
18	15+712	2493.73	1122.26	0.45	10.93	11
19	16+563	2349.86	673.3	0.287	12.42	12
20	18+175	2075.27	577.31	0.278	11.41	11
21	19+186	1823.13	503.68	0.276	10.36	10
22	19+259	1799.89	426.15	0.237	10.88	11

En la Tabla 40 se muestra los valores finales del tiempo de concentración asumidos en cada microcuenca que desemboca en los 22 badenes establecidos en el proyecto.

Tabla 41. Determinación del tiempo de concentración para las cunetas.

Tipo de obra de arte	Tramo Inicio - Fin			Longitud L (m)	Desnivel H(m)	Pend. prom S (m/m)	T.C(min)	T. C. asumido (min)
Cuneta	00+000	-	00+250	300	13.33	0.044	5.217	5

En la tabla anterior se da a conocer el valor del tiempo de concentración en la microcuena más crítica de la zona de estudio, la cual se da en un tramo de 250 m; siendo finalmente esta de 5 minutos.

Otro aspecto de suma importancia para la determinación de los caudales máximos, fueron establecer las intensidades máximas en cada obra de arte establecida, tal como se muestran en las siguientes tablas:

Tabla 42. Descripción e intensidad de la precipitación en las alcantarillas.

Tipo de obra de arte	Descripción	Ubicación - progresiva	Intensidad máxima (i50) en mm/h
Alcantarilla N°01	Alcantarilla Proyectada	0+755	55.00
Alcantarilla N°02	Alcantarilla Proyectada	1+430	44.72
Alcantarilla N°03	Alcantarilla Proyectada	1+522	55.00
Alcantarilla N°04	Alcantarilla Proyectada	1+580	38.32
Alcantarilla N°05	Alcantarilla Proyectada	1+630	41.19
Alcantarilla N°06	Alcantarilla Proyectada	2+000	49.16
Alcantarilla N°07	Alcantarilla Proyectada	2+078	55.00
Alcantarilla N°08	Alcantarilla en Mal Estado	2+170	55.00
Alcantarilla N°09	Alcantarilla Proyectada	2+256	55.00
Alcantarilla N°10	Alcantarilla Proyectada	2+280	49.16
Alcantarilla N°11	Alcantarilla Proyectada	2+343	44.72

Continuación de la Tabla 42.

Tipo de obra de arte	Descripción	Ubicación - progresiva	Intensidad máxima (i50) en mm/h
Alcantarilla N°12	Alcantarilla Proyectada	2+790	55.00
Alcantarilla N°13	Alcantarilla Proyectada	2+857	55.00

Alcantarilla N°14	Alcantarilla Proyectada	2+890	55.00
Alcantarilla N°15	Alcantarilla Proyectada	2+940	55.00
Alcantarilla N°16	Alcantarilla Proyectada	2+973	55.00
Alcantarilla N°17	Alcantarilla Proyectada	3+058	55.00
Alcantarilla N°18	Alcantarilla Proyectada	3+070	49.16
Alcantarilla N°19	Alcantarilla Proyectada	3+288	55.00
Alcantarilla N°20	Alcantarilla Proyectada	3+330	55.00
Alcantarilla N°21	Alcantarilla Proyectada	3+440	55.00
Alcantarilla N°22	Alcantarilla Proyectada	3+640	55.00
Alcantarilla N°23	Alcantarilla Proyectada	3+690	55.00
Alcantarilla N°24	Alcantarilla Proyectada	3+707	55.00
Alcantarilla N°25	Alcantarilla Proyectada	3+790	55.00
Alcantarilla N°26	Alcantarilla Proyectada	3+842	55.00
Alcantarilla N°27	Alcantarilla Proyectada	3+888	49.16
Alcantarilla N°28	Alcantarilla Proyectada	3+907	49.16
Alcantarilla N°29	Alcantarilla Proyectada	3+950	41.19
Alcantarilla N°30	Alcantarilla Proyectada	4+124	49.16
Alcantarilla N°31	Alcantarilla Proyectada	4+300	49.16
Alcantarilla N°32	Alcantarilla Proyectada	4+327	44.72
Alcantarilla N°33	Alcantarilla Proyectada	4+352	49.16
Alcantarilla N°34	Alcantarilla Proyectada	4+375	49.16
Alcantarilla N°35	Alcantarilla Proyectada	4+475	44.72
Alcantarilla N°36	Alcantarilla Proyectada	4+534	44.72
Alcantarilla N°37	Alcantarilla Proyectada	4+922	44.72
Alcantarilla N°38	Alcantarilla Proyectada	4+980	44.72
Alcantarilla N°39	Alcantarilla Proyectada	5+200	41.19
Alcantarilla N°40	Alcantarilla Proyectada	5+310	35.91
Alcantarilla N°41	Alcantarilla Proyectada	5+500	41.19
Alcantarilla N°42	Alcantarilla Proyectada	5+675	44.72
Alcantarilla N°43	Alcantarilla Proyectada	5+820	44.72
Alcantarilla N°44	Alcantarilla Proyectada	5+920	41.19
Alcantarilla N°45	Alcantarilla Proyectada	6+057	55.00
Alcantarilla N°46	Alcantarilla Proyectada	6+210	49.16
Alcantarilla N°47	Alcantarilla Proyectada	6+400	44.72
Alcantarilla N°48	Alcantarilla Proyectada	7+000	55.00
Alcantarilla N°49	Alcantarilla Proyectada	7+141	55.00
Alcantarilla N°50	Alcantarilla Proyectada	8+275	55.00
Alcantarilla N°51	Alcantarilla Proyectada	8+364	55.00
Alcantarilla N°52	Alcantarilla Proyectada	8+433	55.00
Alcantarilla N°53	Alcantarilla Proyectada	8+480	55.00
Alcantarilla N°54	Alcantarilla Proyectada	8+570	49.16
Alcantarilla N°55	Alcantarilla Proyectada	8+640	55.00
Alcantarilla N°56	Alcantarilla Proyectada	8+964	55.00
Alcantarilla N°57	Alcantarilla Proyectada	8+987	55.00
Alcantarilla N°58	Alcantarilla Proyectada	9+009	55.00
Alcantarilla N°59	Alcantarilla Proyectada	9+075	49.16
Alcantarilla N°60	Alcantarilla Proyectada	9+132	55.00

Continuación de la Tabla 42.

Tipo de obra de arte	Descripción	Ubicación - progresiva	Intensidad máxima (i50) en mm/h
----------------------	-------------	------------------------	---------------------------------

Alcantarilla N°61	Alcantarilla Proyectada	9+450	55.00
Alcantarilla N°62	Alcantarilla Proyectada	9+720	49.16
Alcantarilla N°63	Alcantarilla Proyectada	9+890	49.16
Alcantarilla N°64	Alcantarilla Proyectada	9+927	44.72
Alcantarilla N°65	Alcantarilla Proyectada	9+940	41.19
Alcantarilla N°66	Alcantarilla Proyectada	11+045	38.32
Alcantarilla N°67	Alcantarilla Proyectada	11+400	41.19
Alcantarilla N°68	Alcantarilla Proyectada	11+710	44.72
Alcantarilla N°69	Alcantarilla Proyectada	12+057	35.91
Alcantarilla N°70	Alcantarilla Proyectada	12+246	35.91
Alcantarilla N°71	Alcantarilla Proyectada	12+265	44.72
Alcantarilla N°72	Alcantarilla Proyectada	12+315	41.19
Alcantarilla N°73	Alcantarilla Proyectada	12+570	35.91
Alcantarilla N°74	Alcantarilla Proyectada	13+300	38.32
Alcantarilla N°75	Alcantarilla Proyectada	13+460	38.32
Alcantarilla N°76	Alcantarilla Proyectada	14+390	55.00
Alcantarilla N°77	Alcantarilla Proyectada	14+990	49.16
Alcantarilla N°78	Alcantarilla Proyectada	15+020	55.00
Alcantarilla N°79	Alcantarilla Proyectada	15+340	44.72
Alcantarilla N°80	Alcantarilla Proyectada	15+370	55.00
Alcantarilla N°81	Alcantarilla Proyectada	15+410	55.00
Alcantarilla N°82	Alcantarilla Proyectada	15+965	55.00
Alcantarilla N°83	Alcantarilla Proyectada	16+250	35.91
Alcantarilla N°84	Alcantarilla Proyectada	16+300	49.16
Alcantarilla N°85	Alcantarilla Proyectada	16+400	55.00
Alcantarilla N°86	Alcantarilla Proyectada	16+750	49.16
Alcantarilla N°87	Alcantarilla Proyectada	17+020	44.72
Alcantarilla N°88	Alcantarilla Proyectada	17+340	44.72
Alcantarilla N°89	Alcantarilla Proyectada	17+800	44.72
Alcantarilla N°90	Alcantarilla Proyectada	18+260	44.72
Alcantarilla N°91	Alcantarilla Proyectada	18+680	44.72
Alcantarilla N°92	Alcantarilla Proyectada	18+900	44.72
Alcantarilla N°93	Alcantarilla Proyectada	19+576.49	49.16

En la Tabla 42, se muestra los valores de la intensidad máxima de la precipitación en cada obra de arte considerada en el estudio.

Tabla 43. Descripción e intensidad de la precipitación en los badenes.

Tipo de obra de arte	Descripción	Ubicación - progresiva	Intensidad máxima (i50) en mm/h
Badén N°01	Badén Proyectado	0+325	35.91
Badén N°02	Badén Proyectado	0+875	38.32
Badén N°03	Badén Proyectado	1+248	38.32
Badén N°04	Badén Proyectado	2+602	41.19
Badén N°05	Badén Proyectado	2+729	38.32
Badén N°06	Badén Proyectado	4+072	49.16
Badén N°07	Badén Proyectado	4+430	27.99

Continuación de la Tabla 33.

Tipo de obra de arte	Descripción	Ubicación - progresiva	Intensidad máxima (i50) en mm/h
Badén N°08	Badén Proyectado	4+731	41.19
Badén N°09	Badén Proyectado	7+307	30.56
Badén N°10	Badén Proyectado	8+248	32.1
Badén N°11	Badén Proyectado	8+840	33.87
Badén N°12	Badén Proyectado	10+350	35.91
Badén N°13	Badén Proyectado	10+830	32.1
Badén N°14	Badén Proyectado	12+570	19.5
Badén N°15	Badén Proyectado	14+280	35.91
Badén N°16	Badén Proyectado	14+880	41.19
Badén N°17	Badén Proyectado	15+140	41.19
Badén N°18	Badén Proyectado	15+712	33.87
Badén N°19	Badén Proyectado	16+563	32.1
Badén N°20	Badén Proyectado	18+175	33.87
Badén N°21	Badén Proyectado	19+186	35.91
Badén N°22	Badén Proyectado	19+259	33.87

En la tabla anterior se muestra las intensidades de precipitación para todas las microcuencas que desembocan en los badenes considerados en el proyecto; siendo la máxima de 41.19 mm/h.

Tabla 44. Descripción e intensidad de la precipitación en las cunetas.

Tipo de obra de Arte	Tramo (inicio - fin)	Intensidad máxima (i10) en mm/h
Cuneta	00+000 - 00+250	41.62

Finalmente, el valor de la intensidad obtenidos para las cunetas en un periodo de retorno de 10 año (i10) es de 41.62 mm/h.

Las áreas de las microcuencas establecidas para cada obra de arte considerada se muestran en las siguientes tablas:

Tabla 45. Determinación de las microcuencas de influencia para las alcantarillas.

Tipo de obra de arte	Descripción	Ubicación - progresiva	Área micro cuenca (Has)	Perímetro microcuenca (Km)
Alcantarilla N°01	Alcantarilla Proyectada	0+755	0.829	0.45
Alcantarilla N°02	Alcantarilla Proyectada	1+430	1.166	0.598
Alcantarilla N°03	Alcantarilla Proyectada	1+522	0.459	0.319
Alcantarilla N°04	Alcantarilla Proyectada	1+580	0.954	0.724

Continuación de la Tabla 45.

Tipo de obra de arte	Descripción	Ubicación - progresiva	Área micro cuenca (Has)	Perímetro microcuenca (Km)
Alcantarilla N°05	Alcantarilla Proyectada	1+630	0.917	0.641
Alcantarilla N°06	Alcantarilla Proyectada	2+000	0.262	0.312
Alcantarilla N°07	Alcantarilla Proyectada	2+078	0.746	0.405
Alcantarilla N°08	Alcantarilla en Mal Estado	2+170	0.746	0.392
Alcantarilla N°09	Alcantarilla Proyectada	2+256	0.444	0.357
Alcantarilla N°10	Alcantarilla Proyectada	2+280	0.465	0.383
Alcantarilla N°11	Alcantarilla Proyectada	2+343	1.796	0.754
Alcantarilla N°12	Alcantarilla Proyectada	2+790	0.815	0.422
Alcantarilla N°13	Alcantarilla Proyectada	2+857	0.409	0.316
Alcantarilla N°14	Alcantarilla Proyectada	2+890	0.349	0.318
Alcantarilla N°15	Alcantarilla Proyectada	2+940	0.233	0.245
Alcantarilla N°16	Alcantarilla Proyectada	2+973	0.371	0.296
Alcantarilla N°17	Alcantarilla Proyectada	3+058	0.083	0.132
Alcantarilla N°18	Alcantarilla Proyectada	3+070	0.247	0.314
Alcantarilla N°19	Alcantarilla Proyectada	3+288	0.433	0.292
Alcantarilla N°20	Alcantarilla Proyectada	3+330	0.463	0.374
Alcantarilla N°21	Alcantarilla Proyectada	3+440	0.201	0.277
Alcantarilla N°22	Alcantarilla Proyectada	3+640	0.829	0.436
Alcantarilla N°23	Alcantarilla Proyectada	3+690	0.331	0.326
Alcantarilla N°24	Alcantarilla Proyectada	3+707	0.794	0.435
Alcantarilla N°25	Alcantarilla Proyectada	3+790	0.605	0.361
Alcantarilla N°26	Alcantarilla Proyectada	3+842	0.532	0.376
Alcantarilla N°27	Alcantarilla Proyectada	3+888	0.352	0.371
Alcantarilla N°28	Alcantarilla Proyectada	3+907	0.645	0.457
Alcantarilla N°29	Alcantarilla Proyectada	3+950	1.132	0.689
Alcantarilla N°30	Alcantarilla Proyectada	4+124	2.297	0.737
Alcantarilla N°31	Alcantarilla Proyectada	4+300	0.466	0.397
Alcantarilla N°32	Alcantarilla Proyectada	4+327	0.362	0.438
Alcantarilla N°33	Alcantarilla Proyectada	4+352	0.199	0.329
Alcantarilla N°34	Alcantarilla Proyectada	4+375	0.431	0.401
Alcantarilla N°35	Alcantarilla Proyectada	4+475	0.822	0.566
Alcantarilla N°36	Alcantarilla Proyectada	4+534	1.852	0.695
Alcantarilla N°37	Alcantarilla Proyectada	4+922	2.666	0.834
Alcantarilla N°38	Alcantarilla Proyectada	4+980	4.337	1.017
Alcantarilla N°39	Alcantarilla Proyectada	5+200	1.561	0.754
Alcantarilla N°40	Alcantarilla Proyectada	5+310	8.44	1.606
Alcantarilla N°41	Alcantarilla Proyectada	5+500	3.71	1.004
Alcantarilla N°42	Alcantarilla Proyectada	5+675	3.569	0.969
Alcantarilla N°43	Alcantarilla Proyectada	5+820	2.86	0.856
Alcantarilla N°44	Alcantarilla Proyectada	5+920	4.561	1.156
Alcantarilla N°45	Alcantarilla Proyectada	6+057	0.401	0.289
Alcantarilla N°46	Alcantarilla Proyectada	6+210	2.56	0.71
Alcantarilla N°47	Alcantarilla Proyectada	6+400	2.176	0.788
Alcantarilla N°48	Alcantarilla Proyectada	7+000	0.653	0.405
Alcantarilla N°49	Alcantarilla Proyectada	7+141	0.217	0.224
Alcantarilla N°50	Alcantarilla Proyectada	8+275	0.104	0.172

Continuación de la Tabla 45.

Tipo de obra de arte	Descripción	Ubicación - progresiva	Área micro cuenca (Has)	Perímetro microcuenca (Km)
Alcantarilla N°51	Alcantarilla Proyectada	8+364	0.1	0.148
Alcantarilla N°52	Alcantarilla Proyectada	8+433	0.373	0.276
Alcantarilla N°53	Alcantarilla Proyectada	8+480	0.438	0.332
Alcantarilla N°54	Alcantarilla Proyectada	8+570	0.535	0.397
Alcantarilla N°55	Alcantarilla Proyectada	8+640	0.345	0.33
Alcantarilla N°56	Alcantarilla Proyectada	8+964	0.437	0.356
Alcantarilla N°57	Alcantarilla Proyectada	8+987	1.009	0.441
Alcantarilla N°58	Alcantarilla Proyectada	9+009	1.323	0.53
Alcantarilla N°59	Alcantarilla Proyectada	9+075	0.234	0.341
Alcantarilla N°60	Alcantarilla Proyectada	9+132	0.74	0.402
Alcantarilla N°61	Alcantarilla Proyectada	9+450	0.681	0.428
Alcantarilla N°62	Alcantarilla Proyectada	9+720	0.335	0.386
Alcantarilla N°63	Alcantarilla Proyectada	9+890	0.873	0.506
Alcantarilla N°64	Alcantarilla Proyectada	9+927	2.827	0.82
Alcantarilla N°65	Alcantarilla Proyectada	9+940	2.686	0.928
Alcantarilla N°66	Alcantarilla Proyectada	11+045	2.37	1
Alcantarilla N°67	Alcantarilla Proyectada	11+400	3.661	0.994
Alcantarilla N°68	Alcantarilla Proyectada	11+710	0.824	0.592
Alcantarilla N°69	Alcantarilla Proyectada	12+057	1.315	0.861
Alcantarilla N°70	Alcantarilla Proyectada	12+246	1.439	0.955
Alcantarilla N°71	Alcantarilla Proyectada	12+265	4.37	1.039
Alcantarilla N°72	Alcantarilla Proyectada	12+315	8.67	1.421
Alcantarilla N°73	Alcantarilla Proyectada	12+570	4.638	1.344
Alcantarilla N°74	Alcantarilla Proyectada	13+300	4.936	1.288
Alcantarilla N°75	Alcantarilla Proyectada	13+460	4.323	1.19
Alcantarilla N°76	Alcantarilla Proyectada	14+390	0.677	0.419
Alcantarilla N°77	Alcantarilla Proyectada	14+990	0.279	0.325
Alcantarilla N°78	Alcantarilla Proyectada	15+020	0.271	0.265
Alcantarilla N°79	Alcantarilla Proyectada	15+340	2.269	0.76
Alcantarilla N°80	Alcantarilla Proyectada	15+370	0.348	0.302
Alcantarilla N°81	Alcantarilla Proyectada	15+410	0.343	0.291
Alcantarilla N°82	Alcantarilla Proyectada	15+965	0.856	0.45
Alcantarilla N°83	Alcantarilla Proyectada	16+250	2.609	1.141
Alcantarilla N°84	Alcantarilla Proyectada	16+300	0.224	0.336
Alcantarilla N°85	Alcantarilla Proyectada	16+400	0.636	0.366
Alcantarilla N°86	Alcantarilla Proyectada	16+750	1.629	0.598
Alcantarilla N°87	Alcantarilla Proyectada	17+020	3.984	0.915
Alcantarilla N°88	Alcantarilla Proyectada	17+340	3.43	0.879
Alcantarilla N°89	Alcantarilla Proyectada	17+800	4.633	0.966
Alcantarilla N°90	Alcantarilla Proyectada	18+260	2.723	0.789
Alcantarilla N°91	Alcantarilla Proyectada	18+680	0.868	0.542
Alcantarilla N°92	Alcantarilla Proyectada	18+900	1.235	0.605
Alcantarilla N°93	Alcantarilla Proyectada	19+576.49	0.987	0.528

En la tabla anterior se muestra que las áreas de las microcuencas que desembocan en las alcantarillas consideradas en el proyecto no sobrepasan el valor de 8.67 ha, razón por la cual que para obtener el caudal de diseño se utilizó el método racional.

Tabla 46.Determinación de las microcuencas de influencia para los badenes.

Tipo de obra de arte	Descripción	Ubicación - progresiva	Área microcuenca (Has)	Perímetro microcuenca (Km)
Badén N°01	Badén Proyectado	0+325	32.824	2.841
Badén N°02	Badén Proyectado	0+875	30.755	2.599
Badén N°03	Badén Proyectado	1+248	29.513	2.5
Badén N°04	Badén Proyectado	2+602	22.675	2.231
Badén N°05	Badén Proyectado	2+729	9.864	1.728
Badén N°06	Badén Proyectado	4+072	11.78	1.429
Badén N°07	Badén Proyectado	4+430	258.418	8.24
Badén N°08	Badén Proyectado	4+731	14.617	1.963
Badén N°09	Badén Proyectado	7+307	406.029	8.821
Badén N°10	Badén Proyectado	8+248	69.718	4.369
Badén N°11	Badén Proyectado	8+840	67.061	4.108
Badén N°12	Badén Proyectado	10+350	60.74	3.634
Badén N°13	Badén Proyectado	10+830	345.317	7.699
Badén N°14	Badén Proyectado	12+570	732.506	10.812
Badén N°15	Badén Proyectado	14+280	26.846	2.759
Badén N°16	Badén Proyectado	14+880	16.165	1.96
Badén N°17	Badén Proyectado	15+140	15.707	1.885
Badén N°18	Badén Proyectado	15+712	154.311	5.362
Badén N°19	Badén Proyectado	16+563	92.579	5.052
Badén N°20	Badén Proyectado	18+175	79.38	4.462
Badén N°21	Badén Proyectado	19+186	69.256	3.92
Badén N°22	Badén Proyectado	19+259	58.596	3.87

En la Tabla 46 se muestra los valores del área y perímetro de las microcuencas que desembocan en los badenes proyectados; siendo la mayor de todas el que desemboca en el badén N°14.

Tabla 47.Determinación de las microcuencas de influencia para las cunetas

Tipo de Obra de Arte	Tramo (inicio - fin)	Área de la microcuenca (Has)	Perímetro de la microcuenca (Km)
Cuneta	00+000 - 00+250	2	0.66

En la tabla anterior se muestra los valores del área y perímetro de la microcuenca más crítica que desemboca en la cuneta de longitud de 250 m.

Con los valores determinados anteriormente se ha podido calcular los valores del caudal de diseño, en función del caudal de diseño.

Tabla 48. Determinación de los caudales de diseño para las alcantarillas.

Nº de alcantarilla	Ubicación - progresiva	Coefficiente de escorrentía	Intensidad máxima (i50) en mm/h	Área microcuena (Has)	Caudal de diseño (m <sup>3</sup> /s)
1	0+755	0.400	55.000	0.829	0.051
2	1+430	0.400	44.720	1.166	0.058
3	1+522	0.400	55.000	0.459	0.028
4	1+580	0.400	38.320	0.954	0.041
5	1+630	0.400	41.190	0.917	0.042
6	2+000	0.400	49.160	0.262	0.014
7	2+078	0.400	55.000	0.746	0.046
8	2+170	0.400	55.000	0.746	0.046
9	2+256	0.400	55.000	0.444	0.027
10	2+280	0.400	49.160	0.465	0.025
11	2+343	0.400	44.720	1.796	0.089
12	2+790	0.400	55.000	0.815	0.050
13	2+857	0.400	55.000	0.409	0.025
14	2+890	0.400	55.000	0.349	0.021
15	2+940	0.400	55.000	0.233	0.014
16	2+973	0.400	55.000	0.371	0.023
17	3+058	0.400	55.000	0.083	0.005
18	3+070	0.400	49.160	0.247	0.014
19	3+288	0.400	55.000	0.433	0.027
20	3+330	0.400	55.000	0.463	0.028
21	3+440	0.400	55.000	0.201	0.012
22	3+640	0.400	55.000	0.829	0.051
23	3+690	0.400	55.000	0.331	0.020
24	3+707	0.400	55.000	0.794	0.049
25	3+790	0.400	55.000	0.605	0.037
26	3+842	0.400	55.000	0.532	0.033
27	3+888	0.400	49.160	0.352	0.019
28	3+907	0.400	49.160	0.645	0.035
29	3+950	0.400	41.190	1.132	0.052
30	4+124	0.400	49.160	2.297	0.126
31	4+300	0.400	49.160	0.466	0.025
32	4+327	0.400	44.720	0.362	0.018
33	4+352	0.400	49.160	0.200	0.011
34	4+375	0.400	49.160	0.431	0.024
35	4+475	0.400	44.720	0.822	0.041
36	4+534	0.400	44.720	1.852	0.092
37	4+922	0.400	44.720	2.666	0.133
38	4+980	0.400	44.720	4.337	0.216
39	5+200	0.400	41.190	1.561	0.071
40	5+310	0.400	35.910	8.440	0.337

Continuación de la Tabla 48.

N° de alcantarilla	Ubicación - progresiva	Coefficiente de escorrentía	Intensidad máxima (i50) en mm/h	Área microcuena (Has)	Caudal de diseño (m³/s)
41	5+500	0.400	41.190	3.710	0.170
42	5+675	0.400	44.720	3.569	0.177
43	5+820	0.400	44.720	2.860	0.142
44	5+920	0.400	41.190	4.561	0.209
45	6+057	0.400	55.000	0.401	0.025
46	6+210	0.400	49.160	2.560	0.140
47	6+400	0.400	44.720	2.176	0.108
48	7+000	0.400	55.000	0.654	0.040
49	7+141	0.400	55.000	0.217	0.013
50	8+275	0.400	55.000	0.104	0.006
51	8+364	0.400	55.000	0.100	0.006
52	8+433	0.400	55.000	0.373	0.023
53	8+480	0.400	55.000	0.438	0.027
54	8+570	0.400	49.160	0.535	0.029
55	8+640	0.400	55.000	0.345	0.021
56	8+964	0.400	55.000	0.437	0.027
57	8+987	0.400	55.000	1.009	0.062
58	9+009	0.400	55.000	1.324	0.081
59	9+075	0.400	49.160	0.234	0.013
60	9+132	0.400	55.000	0.740	0.045
61	9+450	0.400	55.000	0.681	0.042
62	9+720	0.400	49.160	0.335	0.018
63	9+890	0.40	49.16	0.87	0.05
64	9+927	0.40	44.72	2.83	0.14
65	9+940	0.40	41.19	2.69	0.12
66	11+045	0.40	38.32	2.37	0.10
67	11+400	0.40	41.19	3.66	0.17
68	11+710	0.40	44.72	0.82	0.04
69	12+057	0.40	35.91	1.32	0.05
70	12+246	0.40	35.91	1.44	0.06
71	12+265	0.40	44.72	4.37	0.22
72	12+315	0.40	41.19	8.67	0.40
73	12+570	0.40	35.91	4.64	0.19
74	13+300	0.40	38.32	4.94	0.21
75	13+460	0.40	38.32	4.32	0.18
76	14+390	0.40	55.00	0.68	0.04
77	14+990	0.40	49.16	0.28	0.02
78	15+020	0.40	55.00	0.27	0.02
79	15+340	0.40	44.72	2.27	0.11
80	15+370	0.40	55.00	0.35	0.02
81	15+410	0.40	55.00	0.34	0.02
82	15+965	0.40	55.00	0.86	0.05
83	16+250	0.40	35.91	2.61	0.10
84	16+300	0.40	49.16	0.22	0.01
85	16+400	0.40	55.00	0.64	0.04
86	16+750	0.40	49.16	1.63	0.09
87	17+020	0.40	44.72	3.98	0.20
88	17+340	0.40	44.72	3.43	0.17

Continuación de la Tabla 48.

Nº de alcantarilla	Ubicación - progresiva	Coefficiente de escorrentía	Intensidad máxima (i50) en mm/h	Área microcuencia (Has)	Caudal de diseño (m <sup>3</sup> /s)
89	17+800	0.40	44.72	4.63	0.23
90	18+260	0.40	44.72	2.72	0.14
91	18+680	0.40	44.72	0.87	0.04
92	18+900	0.40	44.72	1.23	0.06
93	19+576.49	0.40	49.16	0.99	0.05

Los caudales de diseño determinado para las alcantarillas se muestran en la tabla anterior, siendo el máximo valor de 0.216 m<sup>3</sup>/s.

Tabla 49. Determinación de los caudales de diseño para los badenes.

Tipo de obra de arte	Ubicación - progresiva	Coefficiente de escorrentía	Intensidad máxima (i50) en mm/h	Área microcuencia (Has)	Caudal de diseño (m <sup>3</sup> /s)
1	0+325	0.4	35.91	32.8235	1.3098
2	0+875	0.4	38.32	30.7553	1.3094
3	1+248	0.4	38.32	29.5132	1.2565
4	2+602	0.4	41.19	22.674	1.0378
5	2+729	0.4	38.32	9.8638	0.4199
6	4+072	0.4	49.16	11.7795	0.6435
7	4+430	0.4	27.99	258.418	8.0365
8	4+731	0.4	41.19	14.6166	0.669
9	7+307	0.4	30.56	406.0294	13.788
10	8+248	0.4	32.1	69.718	2.487
11	8+840	0.4	33.87	67.0608	2.5236
12	10+350	0.4	35.91	60.7403	2.4237
13	10+830	0.4	32.1	345.3165	12.318
14	12+570	0.4	19.5	732.5063	15.871
15	14+280	0.4	35.91	26.8455	1.0712
16	14+880	0.4	41.19	16.1646	0.7399
17	15+140	0.4	41.19	15.7071	0.7189
18	15+712	0.4	33.87	154.3113	5.807
19	16+563	0.4	32.1	92.5787	3.3024
20	18+175	0.4	33.87	79.3798	2.9872
21	19+186	0.4	35.91	69.2555	2.7635
22	19+259	0.4	33.87	58.5957	2.2051

Para la determinación de los caudales máximos en los badenes, fue necesario establecer el coeficiente de escorrentía, la intensidad y el área de microcuencia; siendo que el máximo valor el caudal fue de 13.788 m<sup>3</sup>/s.

Tabla 50. Determinación de los caudales de diseño para las cunetas.

Tipo de obra de arte	Tramo (inicio - fin)	Coefficiente de escorrentía C	intensidad máxima 24 hs (i10)	Área (Has)	Caudal de diseño (m <sup>3</sup> /s)
Cuneta	00+000 - 00+250	0.4	41.62	2	0.092

Finalmente, le caudal de diseño para el diseño de las cunetas es de 0.092 m<sup>3</sup>/s.

### Estudio hidrológico para puente

El estudio hidrológico comprende la estimación de los caudales máximos para el diseño de todas las obras de arte; esto implica la determinación también de los parámetros para el diseño del puente proyectado en el proyecto.

### Estudio geomorfológico de la cuenca de influencia

El primer aspecto importante para la determinación del caudal en la sección del puente, es la determinación de los parámetros geomorfológicos de la cuenca que desemboca en el cauce del río que cruza el puente, siendo los principales valores los que se muestran a continuación:

Tabla 51. Resultados de los parámetros geomorfológicos de la cuenca para el puente.

Parámetro de cuenca	Simbología	Unidades	Valor
Área de la cuenca	A	Km <sup>2</sup> .	279.498
Perímetro de la cuenca	P	Km.	79.442
Longitud de cuenca	L	Km.	19.893
Ancho medio de la cuenca	W	Km.	14.05
Longitud del cauce principal	Lc	Km.	26.451
Índice o factor de forma	Ff	----	0.706
Índice de compacidad o Gravelius	K	----	1.331
Relación de elongación	Re	-----	0.948
Relación de circularidad	Rc	-----	0.557
Cota más alta de la cuenca	Hs	msnm	5000
Cota más baja de la cuenca y/o cauce	Hi	msnm	2750
Cota más alta del cauce principal	Hr	msnm	4650
Altitud media de la cuenca	Hm	msnm	3875
Lado mayor del rectángulo equivalente	L	Km	30.582
Lado menor del rectángulo equivalente	l	Km	9.139
Pendiente media de la cuenca	SC	%	11.31
Pendiente media del cauce principal	Sr	%	7.18

Densidad de drenaje	Dd	Km/Km <sup>2</sup>	0.75
Densidad de corriente	Dc	Cauces/Km <sup>2</sup>	0.42
Orden De La Cuenca	Or	-----	4

La tabla anterior muestra todos los principales parámetros geomorfológicos de la microcuenca analizada para el diseño del puente, siendo el principal parámetro considerado el área de la microcuenca.

Otro aspecto importante, es la determinación de la curva hipsométrica de la cuenca analizadas, principalmente, con el fin de establecer la relación entre la altitud y el porcentaje de área que se encuentra delimitada en ella.

Tabla 52. Cantidad de área según la elevación en la cuenca para el puente.

Cota mínima	Cota máxima	Área parcial (km <sup>2</sup> )	Área acumulada (km <sup>2</sup> )	Área que queda sobre la superficie (km <sup>2</sup> )	Porcentaje de área entre C.N.	Porcentaje de área sobre C.N.
2750.00	2862.50	0.41	0.41	279.50	0.15%	100.00%
2862.50	2975.00	0.82	1.23	279.09	0.29%	99.85%
2975.00	3087.50	1.22	2.45	278.27	0.44%	99.56%
3087.50	3200.00	1.54	4.00	277.05	0.55%	99.12%
3200.00	3312.50	1.59	5.59	275.50	0.57%	98.57%
3312.50	3425.00	2.07	7.66	273.91	0.74%	98.00%
3425.00	3537.50	2.92	10.58	271.84	1.05%	97.26%
3537.50	3650.00	4.65	15.23	268.92	1.66%	96.21%
3650.00	3762.50	7.27	22.50	264.27	2.60%	94.55%
3762.50	3875.00	15.51	38.02	257.00	5.55%	91.95%
3875.00	3987.50	21.72	59.73	241.49	7.77%	86.40%
3987.50	4100.00	27.45	87.18	219.77	9.82%	78.63%
4100.00	4212.50	27.52	114.71	192.32	9.85%	68.81%
4212.50	4325.00	31.19	145.90	164.79	11.16%	58.96%
Cota mínima	Cota máxima	Área parcial (km <sup>2</sup> )	Área acumulada (km <sup>2</sup> )	Área que queda sobre la superficie (km <sup>2</sup> )	Porcentaje de área entre C.N.	Porcentaje de área sobre C.N.
4325.00	4437.50	40.43	186.32	133.61	14.46%	47.80%
4437.50	4550.00	55.19	241.51	93.18	19.75%	33.34%
4550.00	4662.50	29.32	270.83	37.99	10.49%	13.59%
4662.50	4775.00	7.71	278.54	8.67	2.76%	3.10%
4775.00	4887.50	0.88	279.41	0.96	0.31%	0.34%
4887.50	5000.00	0.08	279.50	0.09	0.03%	0.03%
5000.00		279.50			100%	

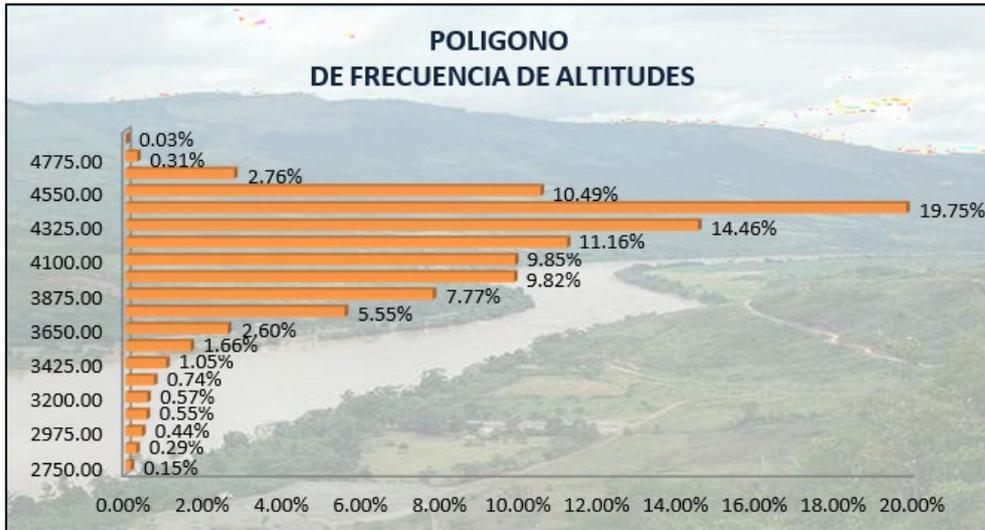


Figura 24. Polígono de frecuencia de altitudes.

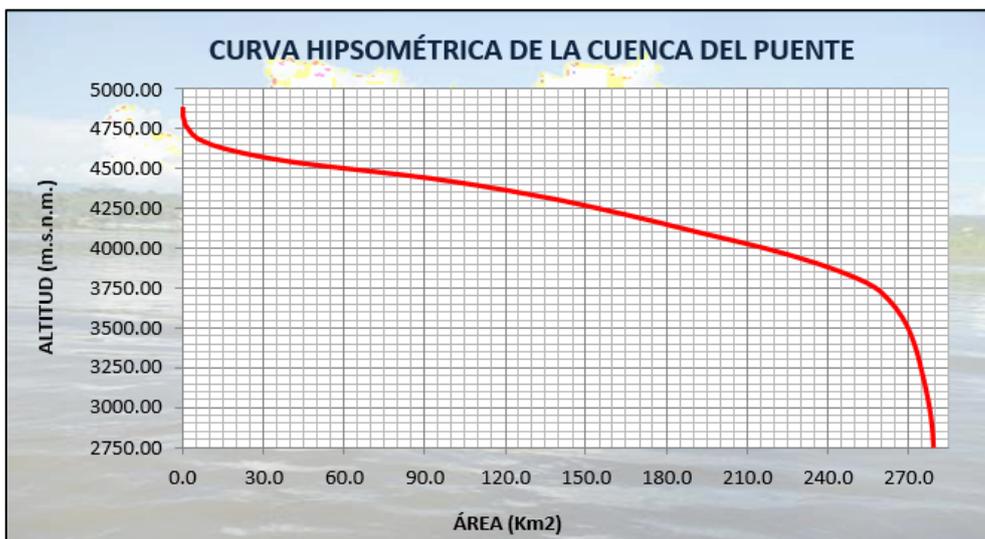


Figura 25. Curva hipsométrica en el puente.

Como se muestran en las tablas y figuras descritas, la mayor cantidad de área se encuentra ubicada en la cota 4 550 m. s. n. m.

### **Cálculo del caudal en la sección del puente**

Con los valores de los parámetros geomorfológicos de la cuenca estudiada y la intensidad de la precipitación, se pudo determinar el valor del caudal de diseño mediante el método del caudal unitario para un periodo de retorno de 100 años.

Tabla 53. Caudal pico de acuerdo al método del hidrograma unitario, para u Tr=100 años.

Área de la cuenca (km <sup>2</sup> )	Longitud del cauce (km)	Pendiente del cauce (m/m)	Tiempo de concentración (h)	Duración efectiva (h)
279.498	26.451	0.072	2.27	3.013
Tiempo pico (h)	Tiempo base (h)	Gasto pico M <sup>3</sup> /s	Tiempo de retraso (h)	Tiempo de receso (h)
2.869	7.659	94.478	1.362	4.791

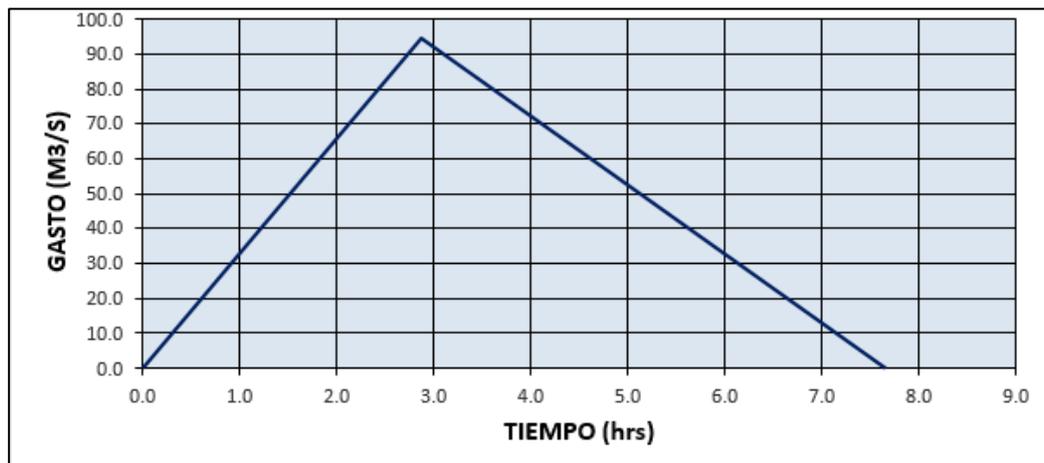


Figura 26. Hidrograma unitario para un periodo de retorno de 100 años.

En la Figura 26 se muestra esquemáticamente el caudal pico para un periodo de retorno de 100 años, y siendo su valor máximo de 94.478 m<sup>3</sup>/s.

Tabla 54. Caudal pico de acuerdo al método del hidrograma unitario, para u Tr=200 años.

Área de la cuenca (km <sup>2</sup> )	Longitud del cauce (km)	Pendiente del cauce (m/m)	Tiempo de concentración (h)	Duración efectiva (h)
279.498	26.451	0.072	2.27	3.013
Tiempo pico (h)	Tiempo base (h)	Gasto pico M <sup>3</sup> /s	Tiempo de retraso (h)	Tiempo de receso (h)
2.869	7.659	119.21	1.362	4.791

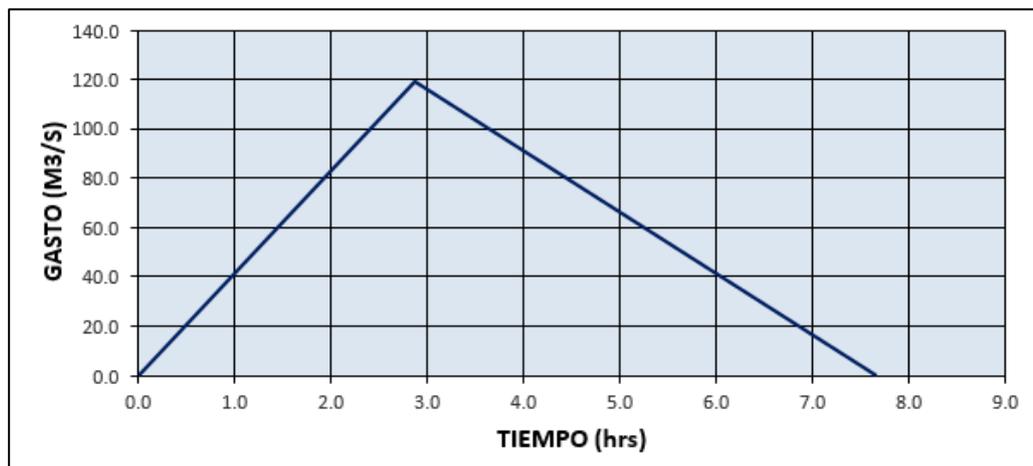


Figura 27. Hidrograma unitario para un periodo de retorno de 200 años.

El valor del caudal para un periodo de retorno de 200 años en la sección crítica del caudal es de 119.21 m<sup>3</sup>/s.

Tabla 55. Resumen del caudal de diseño.

Puente - tramo	Periodo de retorno tr (años)	Gasto de aporte (m <sup>3</sup> /s)
L = 20.00	100	94.478
L = 20.00	200	119.21

Finalmente, en la Tabla 55 se muestra el resumen del caudal máximo en la cuenca que desemboca el puente considerado en el proyecto.

#### 4.1.2. Diseño hidráulico y de drenaje

##### Diseño hidráulico de alcantarillas y badén

Con el valor más crítico de los caudales de diseño para cada estructura hidráulica se determinó las principales características de la estructura, tal como se muestran en las siguientes tablas.

Tabla 56. Diseño hidráulico para las alcantarillas.

n°	progresiva	diámetro d(m)	borde libre f (m)	tirante y (m)	ángulo c. $\theta$	área a (m <sup>2</sup> )	perímetro p (m)	radio h. r (m)	pendiente s (m/m)	caudal de manning q (m <sup>3</sup> /s)
1	0+755	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
2	1+430	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
3	1+522	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
4	1+580	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
5	1+630	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
6	2+000	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
7	2+078	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
8	2+170	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
9	2+256	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
10	2+280	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
11	2+343	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
12	2+790	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
13	2+857	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
14	2+890	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
15	2+940	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
16	2+973	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
17	3+058	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167

Continuación de la Tabla 56.

n°	progresiva	diámetro d(m)	borde libre f (m)	tirante y (m)	Ángulo c. $\theta$	área a (m <sup>2</sup> )	perímetro p (m)	radio h. r (m)	pendiente s (m/m)	caudal de Manning q (m <sup>3</sup> /s)
18	3+070	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
19	3+288	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
20	3+330	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
21	3+440	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
22	3+640	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
23	3+690	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
24	3+707	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
25	3+790	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
26	3+842	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
27	3+888	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
28	3+907	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
29	3+950	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
30	4+124	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
31	4+300	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
32	4+327	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
33	4+352	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
34	4+375	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
35	4+475	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
36	4+534	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
37	4+922	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
38	4+980	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
39	5+200	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
40	5+310	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
41	5+500	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
42	5+675	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
43	5+820	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
44	5+920	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
45	6+057	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167

Continuación de la Tabla 56.

n°	progresiva	diámetro d(m)	borde libre f (m)	tirante y (m)	Ángulo c. $\theta$	área a (m <sup>2</sup> )	perímetro p (m)	radio h. r (m)	pendiente s (m/m)	caudal de Manning q (m <sup>3</sup> /s)
46	6+210	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
47	6+400	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
48	7+000	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
49	7+141	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
50	8+275	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
51	8+364	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
52	8+433	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
53	8+480	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
54	8+570	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
55	8+640	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
56	8+964	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
57	8+987	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
58	9+009	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
59	9+075	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
60	9+132	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
61	9+450	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
62	9+720	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
63	9+890	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
64	9+927	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
65	9+940	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
66	11+045	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
67	11+400	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
68	11+710	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
69	12+057	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
70	12+246	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
71	12+265	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
72	12+315	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167

Continuación de la Tabla 56.

N°	progresiva	diámetro d(m)	borde libre f (m)	tirante y (m)	ángulo c. $\theta$	área a (m <sup>2</sup> )	perímetro p (m)	radio h. r (m)	pendiente s (m/m)	caudal de manning q (m <sup>3</sup> /s)
73	12+570	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
74	13+300	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
75	13+460	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
76	14+390	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
77	14+990	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
78	15+020	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
79	15+340	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
80	15+370	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
81	15+410	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
82	15+965	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
83	16+250	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
84	16+300	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
85	16+400	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
86	16+750	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
87	17+020	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
88	17+340	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
89	17+800	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
90	18+260	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
91	18+680	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
92	18+900	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167
93	19+576.49	0.9	0.3	0.6	218.94	0.451	1.72	0.262	0.025	1.167

En la tabla anterior se describe los parámetros hidráulicos para las 93 alcantarillas; las cuales fueron determinados mediante el uso del software Hec-Ras; siendo las dimensiones finales las que se muestra en la siguiente figura.

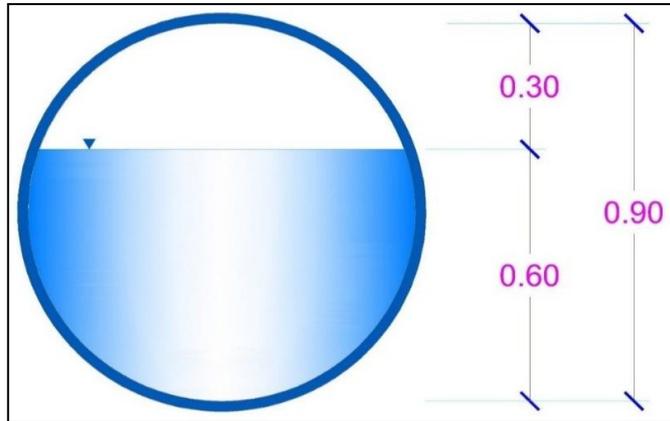


Figura 28. Vista de la sección de la alcantarilla diseñada.

El otro aspecto considerado en el diseño de las estructuras de drenaje fueron los badenes, los cuales poseen las siguientes características hidráulicas

Tabla 57. Diseño hidráulico para los badenes de longitud de 8 m.

Progresiva	Altura de Badén (m)	Borde Libre f (m)	Tirante y (m)	Espejo de agua T (m)	Pendiente S (m/m)	Área hidráulica A (m <sup>2</sup> )	Número de Froude (f)	Perímetro P (m)	Velocidad (m/s)	Energía específica e (m- kg/kg)	Caudal de Manning Q (m <sup>3</sup> /s)
0+325	0.4	0.1	0.3	8	0.025	1.6	2.751	8.03	3.853	1.057	6.165
0+875	0.4	0.1	0.3	8	0.025	1.6	2.751	8.03	3.853	1.057	6.165
1+248	0.4	0.1	0.3	8	0.025	1.6	2.751	8.03	3.853	1.057	6.165
2+602	0.4	0.1	0.3	8	0.025	1.6	2.751	8.03	3.853	1.057	6.165
2+729	0.4	0.1	0.3	8	0.025	1.6	2.751	8.03	3.853	1.057	6.165

Continuación de la Tabla 57.

Progresiva	Altura de Badén (m)	Borde Libre f (m)	Tirante y (m)	Espejo de agua T (m)	Pendiente S (m/m)	Área hidráulica A (m <sup>2</sup> )	Número de Froude (f)	Perímetro P (m)	Velocidad (m/s)	Energía específica e (m-kg/kg)	Caudal de Manning Q (m <sup>3</sup> /s)
4+072	0.4	0.1	0.3	8	0.025	1.6	2.751	8.03	3.853	1.057	6.165
4+731	0.4	0.1	0.3	8	0.025	1.6	2.751	8.03	3.853	1.057	6.165
8+248	0.4	0.1	0.3	8	0.025	1.6	2.751	8.03	3.853	1.057	6.165
8+840	0.4	0.1	0.3	8	0.025	1.6	2.751	8.03	3.853	1.057	6.165
10+350	0.4	0.1	0.3	8	0.025	1.6	2.751	8.03	3.853	1.057	6.165
14+280	0.4	0.1	0.3	8	0.025	1.6	2.751	8.03	3.853	1.057	6.165
14+880	0.4	0.1	0.3	8	0.025	1.6	2.751	8.03	3.853	1.057	6.165
15+140	0.4	0.1	0.3	8	0.025	1.6	2.751	8.03	3.853	1.057	6.165
15+712	0.4	0.1	0.3	8	0.025	1.6	2.751	8.03	3.853	1.057	6.165
16+563	0.4	0.1	0.3	8	0.025	1.6	2.751	8.03	3.853	1.057	6.165
18+175	0.4	0.1	0.3	8	0.025	1.6	2.751	8.03	3.853	1.057	6.165
19+186	0.4	0.1	0.3	8	0.025	1.6	2.751	8.03	3.853	1.057	6.165
19+259	0.4	0.1	0.3	8	0.025	1.6	2.751	8.03	3.853	1.057	6.165

En la Tabla 57, se observa los valores de los principales parámetros hidráulicos obtenidos en la sección del badén, los cuales posteriormente fueron esquematizados en la siguiente figura.

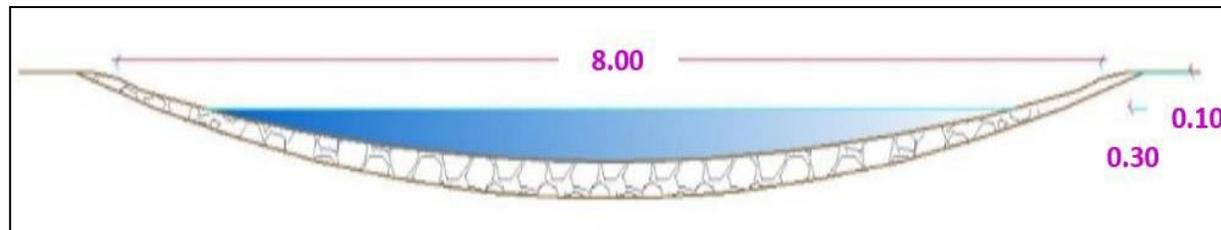


Figura 29. Sección del badén de longitud de 8 m.

Tabla 58. Diseño hidráulico para los badenes de longitud de 20 m.

Progresiva	Altura de Badén (m)	Borde Libre f (m)	Tirante y (m)	Espejo de agua T (m)	Pendiente S (m/m)	Área hidráulica A (m <sup>2</sup> )	Número de Froude (f)	Perímetro P (m)	Velocidad (m/s)	Energía específica e (m-kg/kg)	Caudal de Manning Q (m <sup>3</sup> /s)
4+430	0.6	0.2	0.4	20	0.02	5.333	2.011	20.021	3.253	0.939	17.348
7+307	0.6	0.2	0.4	20	0.02	5.333	2.011	20.021	3.253	0.939	17.348
10+830	0.6	0.2	0.4	20	0.02	5.333	2.011	20.021	3.253	0.939	17.348
12+570	0.6	0.2	0.4	20	0.02	5.333	2.011	20.021	3.253	0.939	17.348

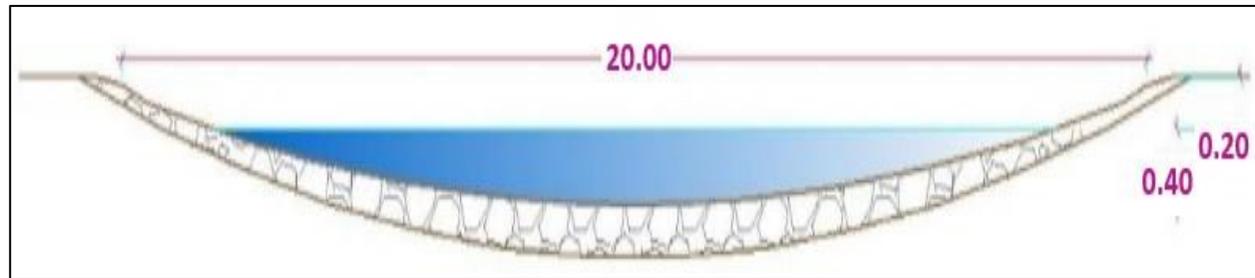


Figura 30. Sección del badén de longitud de 8 m.

Debido a la variación de las áreas de la cuenca, se ha establecido o generalizados dos longitudes (de 8 m y 20 m); siendo que los caudales fueron de 6.165 m<sup>3</sup>/s y 17.348 m<sup>3</sup>/s.

### Diseño hidráulico del puente

Para el diseño hidráulico del puente se ha utilizado el software HEC-RAS, para ello se evaluó secciones antes y después del puente, en los que se determinó los siguientes parámetros.

Tabla 59. Diseño hidráulico del puente para un periodo de retorno  $T_r=100$  años.

Estación	Tr (años)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	cotas más profundas (m)	Espejo de agua (m)	Tirante (m)	Elevación de flujo crítico (m)	Energía total (m)	Pendiente (m/m)	Velocidad de flujo (m/s)	Área hidráulica (m <sup>2</sup> )	Espejo de agua (m.)	Número de Froud
34	100	94.48	2356.48	2358.41	1.93	2358.41	2359.07	0.02	3.61	26.18	19.98	1.01
33	100	94.48	2353.14	2354.94	1.8	2354.94	2355.61	0.01	3.64	25.93	19.23	1
32	100	94.48	2350	2351.11	1.11	2351.11	2351.6	0.02	3.1	30.49	31.4	1
31	100	94.48	2346	2348.99	2.99		2349.26	0	2.28	41.44	21.86	0.53
30	100	94.48	2346	2348.18	2.18	2348.18	2348.99	0.02	3.99	23.67	14.71	1
29	100	94.48	2342	2343.65	1.65	2343.65	2344.33	0.02	3.66	25.78	18.87	1
28	100	94.48	2338	2339.75	1.75	2339.75	2340.32	0.02	3.33	28.36	25.14	1
27	100	94.48	2334.63	2336.55	1.92	2336.55	2337.19	0.02	3.55	26.59	21	1.01
26	100	94.48	2330.1	2332.08	1.98	2332.08	2332.69	0.02	3.46	27.31	22.8	1.01
25	100	94.48	2327.34	2328.88	1.54	2328.88	2329.37	0.02	3.15	30.72	32.15	1.02
24	100	94.48	2322	2323.46	1.46	2323.46	2324.01	0.02	3.27	28.91	26.98	1.01
23	100	94.48	2316.37	2318.42	2.05	2318.42	2319.14	0.02	3.77	25.07	17.58	1.01
22	100	94.48	2314	2316.04	2.04	2316.04	2316.82	0.02	3.93	24.06	15.39	1
21	100	94.48	2311.41	2313.08	1.67	2313.08	2313.73	0.02	3.58	26.38	20.19	1
34	100	94.48	2356.48	2358.41	1.93	2358.41	2359.07	0.02	3.61	26.18	19.98	1.01
33	100	94.48	2353.14	2354.94	1.8	2354.94	2355.61	0.01	3.64	25.93	19.23	1
32	100	94.48	2350	2351.11	1.11	2351.11	2351.6	0.02	3.1	30.49	31.4	1
31	100	94.48	2346	2348.99	2.99		2349.26	0	2.28	41.44	21.86	0.53
30	100	94.48	2346	2348.18	2.18	2348.18	2348.99	0.02	3.99	23.67	14.71	1
29	100	94.48	2342	2343.65	1.65	2343.65	2344.33	0.02	3.66	25.78	18.87	1
28	100	94.48	2338	2339.75	1.75	2339.75	2340.32	0.02	3.33	28.36	25.14	1
27	100	94.48	2334.63	2336.55	1.92	2336.55	2337.19	0.02	3.55	26.59	21	1.01
26	100	94.48	2330.1	2332.08	1.98	2332.08	2332.69	0.02	3.46	27.31	22.8	1.01

Continuación de la Tabla 59.

Estación	Tr (años)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	cotas más profundas (m)	Espejo de agua (m)	Tirante (m)	Elevación de flujo crítico (m)	Energía total (m)	Pendiente (m/m)	Velocidad de flujo (m/s)	Área hidráulica (m <sup>2</sup> )	Espejo de agua (m.)	Número de Froud
25	100	94.48	2327.34	2328.88	1.54	2328.88	2329.37	0.02	3.15	30.72	32.15	1.02
24	100	94.48	2322	2323.46	1.46	2323.46	2324.01	0.02	3.27	28.91	26.98	1.01
23	100	94.48	2316.37	2318.42	2.05	2318.42	2319.14	0.02	3.77	25.07	17.58	1.01
22	100	94.48	2314	2316.04	2.04	2316.04	2316.82	0.02	3.93	24.06	15.39	1
21	100	94.48	2311.41	2313.08	1.67	2313.08	2313.73	0.02	3.58	26.38	20.19	1
20	100	94.48	2304	2305.8	1.8	2305.8	2306.49	0.01	3.79	25.97	19	1.01
19	100	94.48	2302	2303.63	1.63	2303.63	2304.22	0.02	3.46	27.73	23.37	1.03
18	100	94.48	2299.15	2301.1	1.95	2301.1	2301.7	0.01	3.57	28.79	25.95	0.98
17	100	94.48	2294.23	2296.18	1.95	2296.18	2296.87	0.01	3.67	25.73	18.75	1
16	100	94.48	2288	2290.02	2.02	2289.55	2290.36	0.01	2.61	36.67	22.76	0.64
15	100	PUENTE	2288	2290.02	2.05	2289.55	2290.36	0.01	2.61	36.67	22.16	0.64
14	100	94.48	2282.13	2285.14	3.01	2285.14	2285.9	0.02	3.87	24.41	16.19	1.01
13	100	94.48	2280	2281.65	1.65	2281.65	2282.37	0.02	3.76	25.13	17.6	1
12	100	94.48	2273.32	2275.16	1.84	2275.16	2275.84	0.01	3.67	25.77	18.87	1
11	100	94.48	2269.71	2271.42	1.71	2271.42	2272.01	0.02	3.38	27.97	24.38	1.01
10	100	94.48	2266	2267.6	1.6	2267.6	2268.22	0.02	3.51	26.92	21.67	1.01
9	100	94.48	2262.96	2264.71	1.75	2264.71	2265.29	0.02	3.36	28.08	24.35	1
8	100	94.48	2260.2	2262.06	1.86	2262.06	2262.7	0.02	3.54	26.72	21.26	1.01
7	100	94.48	2256.12	2257.91	1.79	2257.91	2258.49	0.02	3.35	28.2	25.1	1.01
6	100	94.48	2250.85	2252.76	1.91	2252.76	2253.4	0.02	3.53	26.73	21.32	1.01
5	100	94.48	2245.71	2248.04	2.33	2248.04	2248.92	0.02	4.16	22.72	12.99	1
4	100	94.48	2241.45	2243.48	2.03	2243.48	2244.17	0.02	3.69	25.6	18.73	1.01
3	100	94.48	2238.43	2240.3	1.87	2240.3	2240.89	0.02	3.42	27.64	23.43	1
2	100	94.48	2237.49	2239.55	2.06	2239.55	2240.27	0.02	3.78	25.03	17.51	1.01
1	100	94.48	2233.32	2234.96	1.64	2234.82	2235.4	0.01	2.93	32.27	26.64	0.85

Tabla 60. Diseño hidráulico del puente para un periodo de retorno  $T_r=200$  años.

Estación	Tr (años)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	cotas más profundas (m.)	Espejo de agua (m.)	Tirante (m.)	Elevación de flujo crítico (m.)	Energía total (m.)	Pendiente (m/m)	Velocidad de flujo (m/s)	Área hidráulica (m <sup>2</sup> .)	Espejo de agua (m.)	Número de Froud
34	200	119.21	2356.48	2358.66	2.18	2358.66	2359.40	0.01	3.81	31.29	21.39	1.01
33	200	119.21	2353.14	2355.19	2.05	2355.19	2355.95	0.01	3.87	30.81	20.22	1.00
32	200	119.21	2350.00	2351.27	1.27	2351.27	2351.84	0.02	3.34	35.73	31.90	1.01
31	200	119.21	2346.00	2349.34	3.34		2349.64	0.00	2.41	49.36	23.04	0.53
30	200	119.21	2346.00	2348.50	2.50	2348.50	2349.38	0.01	4.15	28.73	16.55	1.01
29	200	119.21	2342.00	2343.90	1.90	2343.90	2344.67	0.01	3.90	30.53	19.84	1.00
28	200	119.21	2338.00	2339.97	1.97	2339.97	2340.60	0.01	3.52	33.87	26.82	1.00
27	200	119.21	2334.63	2336.78	2.15	2336.78	2337.51	0.01	3.79	31.49	21.92	1.01
26	200	119.21	2330.10	2332.31	2.21	2332.31	2332.99	0.01	3.66	32.53	23.89	1.00
25	200	119.21	2327.34	2329.05	1.71	2329.05	2329.61	0.02	3.36	36.30	32.83	1.01
24	200	119.21	2322.00	2323.67	1.67	2323.67	2324.27	0.02	3.43	34.79	29.12	1.00
23	200	119.21	2316.37	2318.67	2.30	2318.67	2319.50	0.01	4.03	29.61	18.17	1.01
22	200	119.21	2314.00	2316.32	2.32	2316.32	2317.21	0.01	4.20	28.41	15.99	1.00
21	200	119.21	2311.41	2313.31	1.90	2313.31	2314.05	0.01	3.82	31.22	21.02	1.00
20	200	119.21	2304.00	2306.06	2.06	2306.06	2306.83	0.01	4.00	31.16	20.39	1.01
19	200	119.21	2302.00	2303.85	1.85	2303.85	2304.51	0.02	3.63	32.93	24.77	1.03
18	200	119.21	2299.15	2301.36	2.21	2301.36	2301.98	0.01	3.66	36.00	28.19	0.93
17	200	119.21	2294.23	2296.42	2.19	2296.42	2297.21	0.01	3.93	30.32	19.48	1.00
16	200	119.21	2288.00	2290.32	2.32	2289.78	2290.71	0.01	2.78	43.66	23.45	0.63
15	200	PUENTE	2288.00	2290.32	2.45	2289.78	2290.71	0.01	2.78	43.66	22.45	0.63
14	200	119.21	2282.13	2285.41	3.28	2285.41	2286.28	0.02	4.14	28.81	16.76	1.01
13	200	119.21	2280.00	2281.91	1.91	2281.91	2282.73	0.01	4.01	29.73	18.22	1.00
12	200	119.21	2273.32	2275.40	2.08	2275.40	2276.18	0.01	3.90	30.54	19.81	1.00
11	200	119.21	2269.71	2271.63	1.92	2271.63	2272.29	0.01	3.61	33.03	25.67	1.00
10	200	119.21	2266.00	2267.83	1.83	2267.83	2268.53	0.01	3.72	32.08	23.09	1.01

Continuación de la Tabla 60.

Estación	Tr (años)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)	Cotas más profundas (m)	Espejo de agua (m)	Tirante (m)	Elevación de flujo crítico (m)	Energía total (m)	Pendiente (m/m)	Velocidad de flujo (m/s)	Área hidráulica (m <sup>2</sup> )	Espejo de agua (m)	Número de Froud
9	200	119.21	2262.96	2264.92	1.96	2264.92	2265.57	0.01	3.58	33.29	25.49	1.00
8	200	119.21	2260.20	2262.30	2.10	2262.30	2263.01	0.01	3.74	31.85	22.61	1.01
7	200	119.21	2256.12	2258.15	2.03	2258.15	2258.75	0.02	3.43	34.75	29.06	1.00
6	200	119.21	2250.85	2253.00	2.15	2253.00	2253.71	0.01	3.73	31.96	22.56	1.00
5	200	119.21	2245.71	2248.35	2.64	2248.35	2249.35	0.02	4.43	26.92	13.66	1.01
4	200	119.21	2241.45	2243.73	2.28	2243.73	2244.51	0.01	3.91	30.49	19.88	1.01
3	200	119.21	2238.43	2240.51	2.08	2240.51	2241.18	0.01	3.65	32.65	24.42	1.01
2	200	119.21	2237.49	2239.81	2.32	2239.81	2240.63	0.01	3.99	29.87	18.68	1.01
1	200	119.21	2233.32	2235.16	1.84	2235.01	2235.67	0.01	3.16	37.69	27.65	0.86

En las tablas anteriores se muestra los principales parámetros (área, velocidad, número de Froude, etc) de las secciones analizadas en el río del puente del proyecto en periodos de retorno de 100 años y 200 años.

Tabla 61. Parámetros hidráulicos en la sección del puente.

Tr	Tirante (y) m	Área H. (m <sup>2</sup> )	Nº de Froude (f)	Espejo de agua (m)	Pendiente (m/m)	Velocidad (v) m/s	Observación
100 años	2.05	36.67	0.64	22.16	0.0053	2.61	Velocidad Erosiva
200 años	2.45	43.66	0.63	22.45	0.0053	2.78	Velocidad Erosiva

En la Tabla 61 se resumen las principales características hidráulicas de la sección debajo del puente propuesto en el proyecto para periodos de retorno de 100 y 200 años.

Tabla 62. Características hidráulicas finales del puente

Tr	Caudal máximo (m <sup>3</sup> /s)	Long (m)	Tirante asumido (m)	Gálibo (m)	Altura mínima del puente (m)
100 años	94.478	22	2.1	2	4.1
200 años	119.21	22	2.5	2	4.5

Finalmente, en la Tabla 62 se establece que el puente debe tener como distancia mínima desde el fondo del cauce hasta la base del puente de 4.1 m para un periodo de 100 años y 4.5 m para un periodo de retorno de 200 años.

Otro aspecto importante en el estudio hidráulico del puente es la determinación de la socavación en el puente esto, con el fin de establecer la profundidad final de la cimentación de los estribos.

Tabla 63. Determinación de la socavación en el puente.

Periodo de retorno - Tr (años)	Caudal de avenida - Q (m <sup>3</sup> /s)	Profundidad de socavación general ds (m.)	Profundidad de socavación local so (m.)	Profundidad de socavación total (m.)	Profundidad de socavación asumida (m.)
500	154.723	0.54	1.45	1.99	2.00

Como se muestra en la Tabla 63, se observa que la socavación máxima para un periodo de retorno de 500 años es de 2.00 metros.

### Diseño hidráulico de las cunetas

El diseño de drenaje consiste en la determinación de la sección de la estructura de drenaje, el cual es conocido como cunetas.

Tabla 64. Diseño de drenaje para las cunetas.

Tramo (inicio - fin)	Longitud (m)	Pendiente	Altura H (m)	Borde Libre f(m)	Tirante Y (m)
	250	2	0.4	0.1	0.3
0+000 - 0+250	Área A (m <sup>2</sup> )	Perímetro P (m)	Radio H. R (m)	Pendiente S	Caudal de Manning Q (m <sup>3</sup> /s)
	0.113	1.006	0.112	0.02	0.231

En la tabla anterior se muestra los principales valores y características hidráulicas de la sección más crítica de la cuneta, las cuales se esquematizan en la siguiente figura.

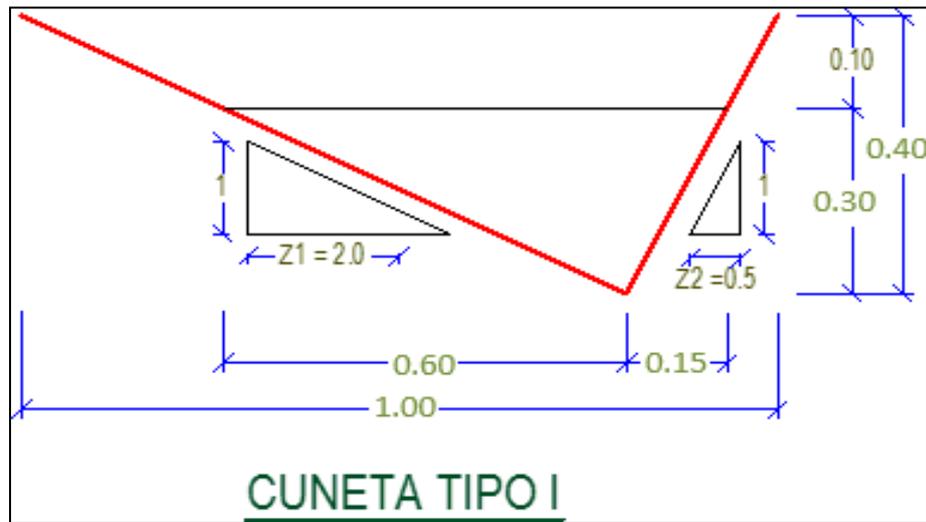


Figura 31. Sección transversal de la cuneta típica.

## 4.2. Discusión de resultados

### 4.2.1. Estudio hidrológico

El estudio hidrológico, como se muestra en el presente informe, parte del análisis de las precipitaciones máximas en 24 horas, recolectadas de la estación Yauyos, para ello se ha considera un registro de 9 años. Esto debido a que en la zona de estudio no existe una estación de aforo que tome los datos del caudal diario.

En función a lo mencionado anteriormente, se realizó un análisis estadístico de los datos obtenidos, tal como lo establece el manual de hidrología, hidráulica y drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, con el fin de establecer la mejor distribución que tiene la

precipitación analizada; es en este sentido que, de acuerdo a la Tabla 28, la información recolectada tiene un mejor ajuste a la distribución establecida por Gumbel por lo que, para estimar las tormentas de diseño se aplicó la mencionada función.

El fin de la determinación de la tormenta de diseño es obtener las curvas de duración – intensidad y frecuencia de una precipitación para diferentes periodos de retorno, para ello autores como Caballero y Cencia (2018) recomiendan utilizar lo especificado en las normas vigentes, siendo el método más representativo, la distribución Gumbel, tal como se muestra en la Figura 23.

Con los valores de las curvas IDF, finalmente se pudo estimar el caudal de diseño para todas las estructuras hidráulicas como las alcantarillas, badenes y cunetas del proyecto analizado. Un aspecto importante a esto, muestra que a pesar de la gran variedad de estructuras hidráulicas que se han considerado en el proyecto, el elemento que tiene más incidencia al momento de la estimación de su valor, es el área de la cuenca, que en su mayoría no supera los 10 km<sup>2</sup>, es por ello que el método más utilizado para la estimación de los caudales de diseño fue el del método Racional.

Como se ha mencionado, el hecho de que las áreas analizadas para cada estructura de análisis fueran relativamente pequeñas, el valor de los caudales de diseño para las alcantarillas no superó el valor de 0.216 m<sup>3</sup>/s y de las cunetas de 0.092 m<sup>3</sup>/s; sin embargo, en estructuras que albergan un cauce más grande, el caudal de diseño fue mucho mayor pues en los badenes se alcanzó un valor de hasta 13.788 m<sup>3</sup>/s; mientras que en el puente, el caudal más crítico fue de 119.21 m<sup>3</sup>/s para un periodo de retorno de 200 años.

Otro aspecto importante respecto a la determinación del caudal es el periodo de retorno de los caudales, es el periodo de retorno, y según lo establecido por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011),

este es específico para cada estructura (alcantarillas y badenes: 50 años, Badenes, cunetas: 10 años y puentes entre 100 y 200 años).

Como se ha demostrado, con un adecuado estudio hidrológico, se puede estimar caudales máximos para diferentes periodos de retorno, con el cual, el proyectista deberá tomar la mejor decisión, posteriormente se debe diseñar las estructuras hidráulicas de la vía analizada; entendiéndose además que, el caudal máximo es aquel que se origina de manera extraordinaria; pues su presencia puede ser o no muy frecuente, tal como lo establecen Caballero y Cencia (2018).

#### **4.2.2. Diseño hidráulico y de drenaje**

El diseño hidráulico y de drenaje de las estructuras consideradas en el proyecto (alcantarillas, badenes, cunetas y puentes) están muy ligados a la estimación del caudal de diseño (descrito en el ítem anterior); pues mediante este se pueden obtener las dimensiones definitivas de cada obra de arte.

Para el diseño de las alcantarillas se tuvo en cuenta parámetros como el borde libre, la pendiente y la velocidad del flujo en la estructura, pues son puntos de suma importancia que deben de considerarse, tal como lo explica Castillo (2017). Otro aspecto determinante en el diseño de las alcantarillas fue que, el caudal admisible de es de  $1.167 \text{ m}^3/\text{s}$ ; siendo un mayor valor del caudal máximo determinado en el estudio hidrológico ( $0.216 \text{ m}^3/\text{s}$ ), esto resultó en que las dimensiones de esta sean las mínimas recomendadas de en la norma, la cual es de un diámetro de 36 pulgadas.

El diseño del badén, fue realizada en función del caudal de diseño obtenido mediante el método racional, y debido a la gran variabilidad de los cursos de agua que contienen, se pudo establecerse dos tipos, el primero, de una longitud de 8 m; mientras que el segundo. con una longitud de 20 m, con el fin de poder aliviar una cantidad de agua de hasta  $13.788 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Con respecto a las cunetas establecidas en el proyecto, los resultados muestran que, para el diseño solo se debe considerar la sección mínima recomendada y además, según el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2011), debe ubicarse en tramos de hasta 250 m; esto con el fin de evitar la colmatación de sedimentos de dicha estructura. Por otro lado, el análisis hidráulico del puente fue realizado mediante la aplicación del programa HEC-RAS, mediante el cual se realizó la simulación del comportamiento del caudal en el cauce del río Ayauca, logrando finalmente establecer, parámetros como el tirante máximo, el gálibo y la altura desde el fondo del cauce hasta la base del puente para los periodos de retorno de 100 y 200 años.

El estudio hidráulico del puente, también consideró de manera complementaria el análisis de la erosión en los estribos del puente, el cual fue realizado mediante la aplicación de la fórmula establecida por Lischvan – Levedlev, y que cuyo valor para un periodo de 500 años es de 2 metros.

## CONCLUSIONES

1. El modelamiento hidrológico fue de gran importancia para la realización de manera correcta del diseño hidráulico de las obras de drenaje para el mejoramiento de la carretera Calachota – Ayauca, Yauyos – Lima; pues mediante esta, se pudo establecer las dimensiones de las alcantarillas, badenes, cunetas y del puente; en función a un sustento basado en el análisis estadístico de la precipitación y las características hidráulicas fundamentadas en la ecuación de Manning.
2. El estudio hidrológico para el mejoramiento de la carretera Calachota – Ayauca establece que, los caudales máximos (obtenidos después del análisis de las curvas IDF) para las alcantarillas y badenes en un periodo de retorno de 50 años es de 0.216 m<sup>3</sup>/s y 13.788 m<sup>3</sup>/s respectivamente; mientras que para las cunetas en un periodo de retorno de 10 años es de 0.0092 m<sup>3</sup>/s; y el puente con un periodo de retorno de 200 años, es de 119.21 m<sup>3</sup>/s.
3. El diseño hidráulico de las estructuras de drenaje para el mejoramiento de la carretera Calachota – Ayauca, obtenidos según la ecuación de Manning, demostraron que las alcantarillas deben tener un diámetro mínimo de 90 cm, los badenes, deben tener una longitud de entre 8 m y 20 m, el puente un galibo de 2.00 m y una sección triangular de la cuneta de 0.60 m x 0.40 m.

## RECOMENDACIONES

1. De acuerdo a los resultados obtenidos del estudio hidrológico y diseño hidráulico y de drenaje, demuestran que para que la vía Calachota - Ayauca tenga un adecuado funcionamiento se deben considerar estructuras de drenaje como cunetas, badenes, alcantarillas y puentes.
2. Se recomienda que para el modelamiento hidrológico es necesario la aplicación de métodos estadísticos de distribución como el Gumbel, log normal o Pearson, para poder establecer adecuados diseños de tormenta, con los que posteriormente se podrán obtener caudales de diseño más precisos.
3. Se recomienda que para el diseño de obras de drenaje se realice el modelamiento hidrológico con el que se obtendrá un caudal de diseño óptimo que ayudará a prologar la vida útil de elementos como las alcantarillas, badenes y cunetas.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Barrajas, L., Gonzáles, J., & Ovalle, D. (2020). *Estudio y elaboración de mapas de isohietas en el departamento de Boyacá y elaboración de curvas IDF*. Universidad Cooperativa de Colombia, Colombia. Recuperado de <https://repository.ucc.edu.co/handle/20.500.12494/28487>
- Caballero, C., & Cencia, J. (2018). *Modelamiento hidrológico de obras de arte, en la carretera HV-107 tramo: Emp -26B km 0+000 al km 12+150, provincia de Angaraes - Huancavelica*. Tesis. Universidad Nacional de Huancavelica, Perú. Recuperado de <http://repositorio.unh.edu.pe/handle/UNH/2879>
- Caballero, J. (2016). *Diseño hidráulico de drenaje en la carretera San Marcos Tramo - I(km 58+770 a 75+450), Cajabamba, Cajamarca, 2015*. Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, Perú. Recuperado de <http://repositorio.unsch.edu.pe/handle/UNSCH/3713>
- Castillo, E. (2017). *Evaluación hidrológica de los drenajes transversales en la carretera Cocahuayco - Cocachimba - Bongará - Amazonas*. Universidad Nacional de Cajamarca, Perú. Recuperado de <http://repositorio.unc.edu.pe/handle/UNC/1511>
- Díaz, S. (2018). *Estudio hidrológico e hidráulico para el diseño del sistema de drenaje de la carretera departamental SM-110 metal - Marcos, distrito Shunte, provincia Tocache - San Martín*. Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, Perú. Recuperado de [http://repositorio.unsm.edu.pe/bitstream/handle/11458/2950/CIVIL - Sally Banessa Diaz Vargas.pdf?sequence=1&isAllowed=y](http://repositorio.unsm.edu.pe/bitstream/handle/11458/2950/CIVIL-Sally%20Banessa%20Diaz%20Vargas.pdf?sequence=1&isAllowed=y)
- Gaytan, A., & Villanueva, B. (2018). *Evaluación del diseño hidráulico del sistema de drenaje en el tramo 0+000km - 09+766 km de la carretera Bolognesi - Cabana. Propuesta de mejora - 2018*. Universidad César Vallejo, Perú. Recuperado de <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/30995>
- Girardi, B. (2017). *Obtención de relaciones para la aplicación del método del hidrograma unitario sintético en la zona altiplánica de la XV, I y II región de Chile*. Universidad Técnica Federico Santa María, Chile. Recuperado de <https://repositorio.usm.cl/bitstream/handle/11673/23162/3560900257104UTFSM.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

- Huarayo, G. (2020). *Modelación hidrológica mediante el programa HEC-HMS de la cuenca Spanani para la determinación de cuadales máximos*. Universidad Mayor de San Simón, Perú. Recuperado de <http://ddigital.umss.edu.bo:8080/jspui/handle/123456789/19561>
- Jaramillo, M. C. (2015). *Evaluación de las estructuras de drenaje superficial de la carretera Paria - Wilcahuain - Yanacancha Km 8+500 al 11+700, 2014*. Universidad Nacional Santiago Antúnez de Mayolo, Perú.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2011). *Manual de hidrología, hidráulica y drenaje* (Segunda ed). Lima - Perú: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. Recuperado de [http://transparencia.mtc.gob.pe/idm\\_docs/normas\\_legales/1\\_0\\_2950.pdf](http://transparencia.mtc.gob.pe/idm_docs/normas_legales/1_0_2950.pdf)
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2018). *Manual de carreteras: Diseño geométrico DG - 2018*. (Dirección Nacional de Ferrocarriles, Ed.). Lima - Perú: Ministerio de Transportes y Comunicaciones. Recuperado de [https://portal.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas\\_carreteras/documentos/manuales/Manual.de.Carreteras.DG-2018.pdf](https://portal.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas_carreteras/documentos/manuales/Manual.de.Carreteras.DG-2018.pdf)
- Neciosup, A. (2016). *Diseño hidrológico del sistema de drenaje del camini acceso principal tramo II desvío Moquegua - Papujune*. Universidad Nacional Mayor de San Marcos, Perú. Recuperado de <http://cybertesis.unmsm.edu.pe/handle/20.500.12672/12775>
- Pazos-Roldán, M. V. H., & Mayorga-Arias, D. (2019). *Hidrología Agrícola*. (Centro de Investigación y Desarrollo Profesional, Ed.) (Primera). Badahoyo: CIDEPRO EDITORIAL. <https://doi.org/10.29018/978-9942-823-20-5>
- Pérez, L., & Rubio, L. (2018). Determinación del hidrograma unitario para la cuenca de la Quebrada padre de Jesús, Bogotá DC. *Boletín semillas ambientales*, 12(1), 243–253. Recuperado de <https://revistas.udistrital.edu.co/index.php/bsa/article/view/13639/13983>
- Quiroz, G., & Robles, C. (2021). *Propuesta de diseño hidráulico del puente Santa Lucía y defensa ribereña del río Moche, desde el puente Santa Lucía hasta la bocatoma Santa Lucía, de la provincia de Trujillo - La Libertad*. Universidad Privada Antenor Orrego, Perú. Recuperado de <http://repositorio.upao.edu.pe/handle/20.500.12759/7258>

- Rodríguez, A. (2018). *Aplicación internacional del método racional hidrológico: Estudio de las inundaciones en la region del norte de Portugal*. Universidad de Santiago de Compostela, Portugal. Recuperado de <https://ler.letras.up.pt/uploads/ficheiros/16777.pdf>
- Romero-Saldaña, M. (2016). Pruebas de bondad de ajuste a una distribución normal. *Revista Enfermería del Trabajo*, 3, 105–114. Recuperado de <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=5633043>
- Zegarra, A. (2018). *Diseño de la carretera entre los caserío Tingo - Ingenio, distrito de Bolivar, provincia de Bolivar - La Libertad*. Universidad César Vallejo, Perú. Recuperado de [https://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12692/25329/zegarra\\_fa.pdf?sequence=1&isAllowed=y](https://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12692/25329/zegarra_fa.pdf?sequence=1&isAllowed=y)

## **ANEXOS**

**ANEXO N° 01: DATOS METEREOLÓGICOS DE LA  
ESTACIÓN YAUYOS**

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Agos	Set	Oct	Nov	Dic	Máx.
2007	11.5	19.8	7.0	9.0	1.1	0.0	0.0	0.0	0.0	6.3	2.6	7.5	19.8
2008	19.9	18.5	12.2	4.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.8	0.0	7.6	19.9
2009	13.4	13.2	11.8	8.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	15.1	6.2	4.2	15.1
2010	15.9	13.4	7.9	S/D	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	2.1	3.4	18.0	18.0
2011	11.6	13.1	23.2	11.7	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0	1.5	9.7	10.5	23.2
2012	3.9	33.0	20.7	8.0	0.0	0.0	0.0	0.0	9.7	5.5	3.3	12.2	33.0
2013	21.4	13.3	18.2	21.7	2.7	0.0	0.0	0.9	0.0	1.0	7.4	5.0	21.7
2014	21.1	13.3	24.0	7.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	9.5	12.5	9.2	24.0
2015	13.2	8.8	13.0	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.8	12.0	10.3	13.2
2016	8.0	17.7	9.9	6.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	5.1	17.7
Máx.	21.4	33.0	24.0	21.7	2.7	0.0	1.0	0.9	9.7	15.1	12.5	18.0	33.0

## **ANEXO N° 02: MODELAMIENTO EN HEC - RAS**

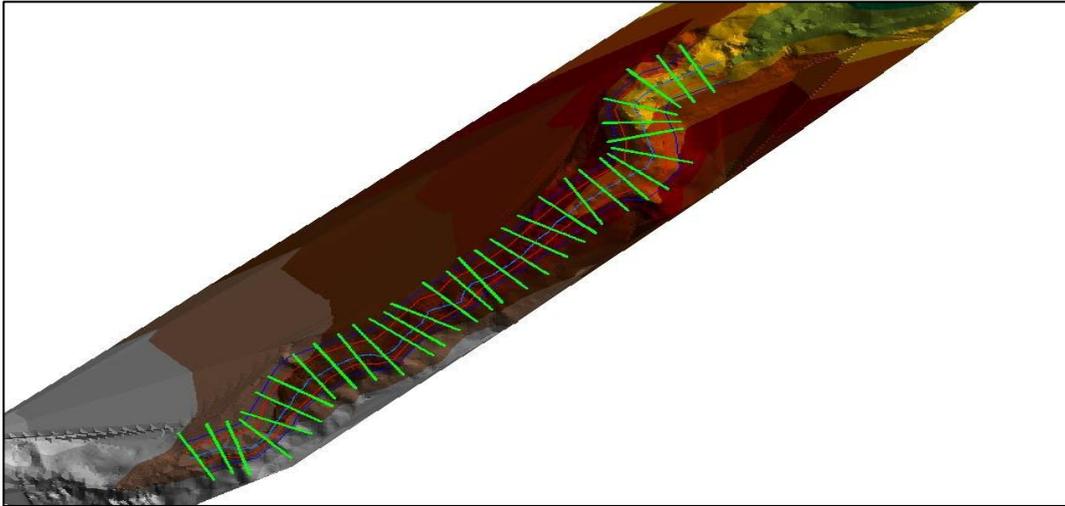


Imagen 1. Vista del modelamiento en Hec – Ras.

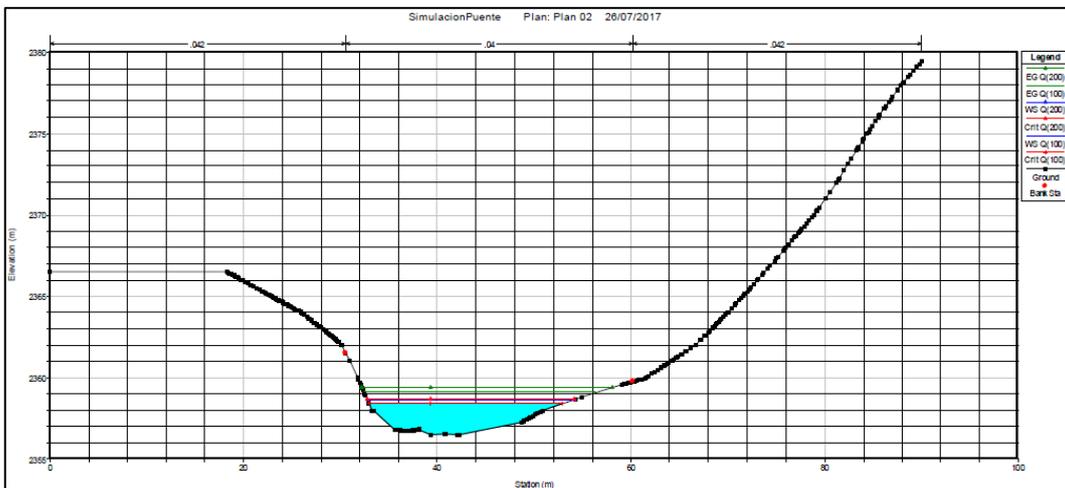


Imagen 2. Vista del modelamiento de la sección N°01 del río Aucampi.

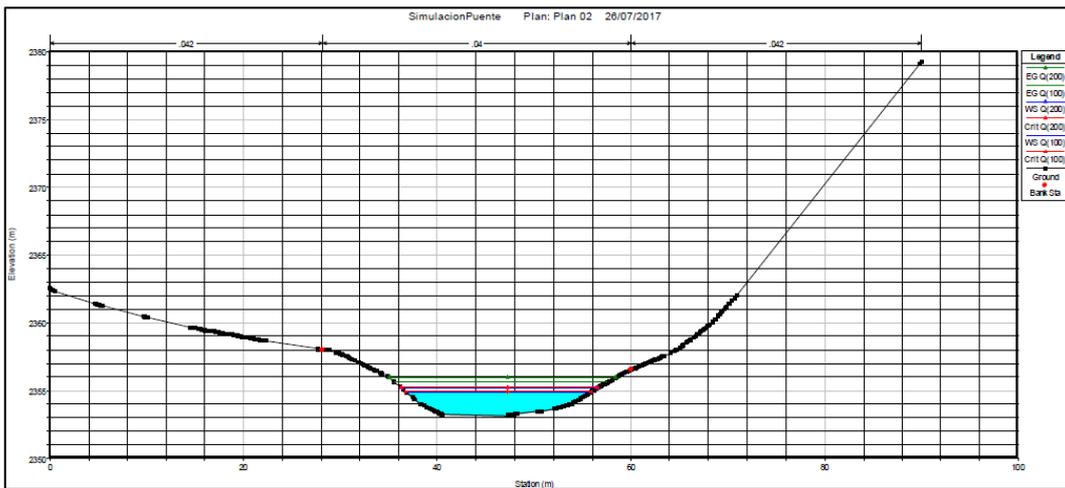


Imagen 3. Vista del modelamiento de la sección N°02 del río Aucampi.

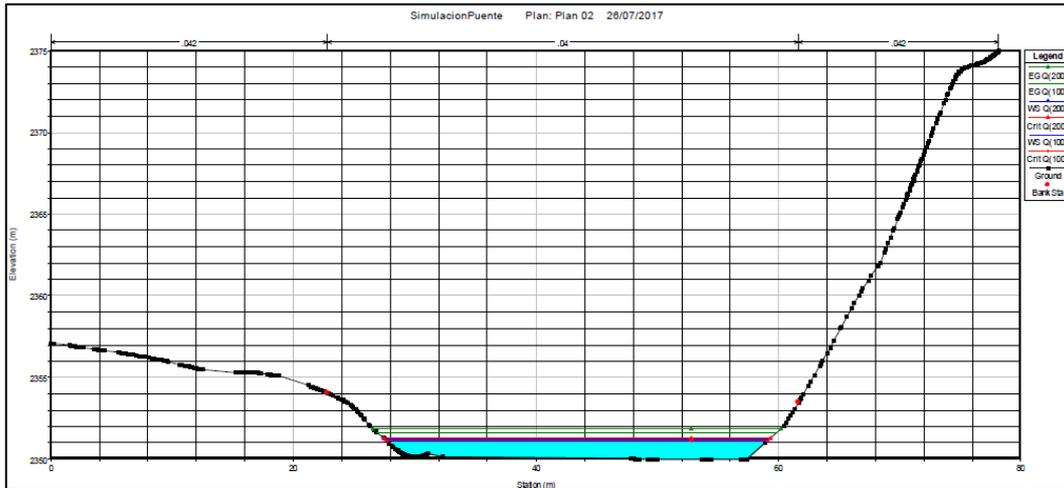


Imagen 4. Vista del modelamiento de la sección N°03 del río Aucampi.

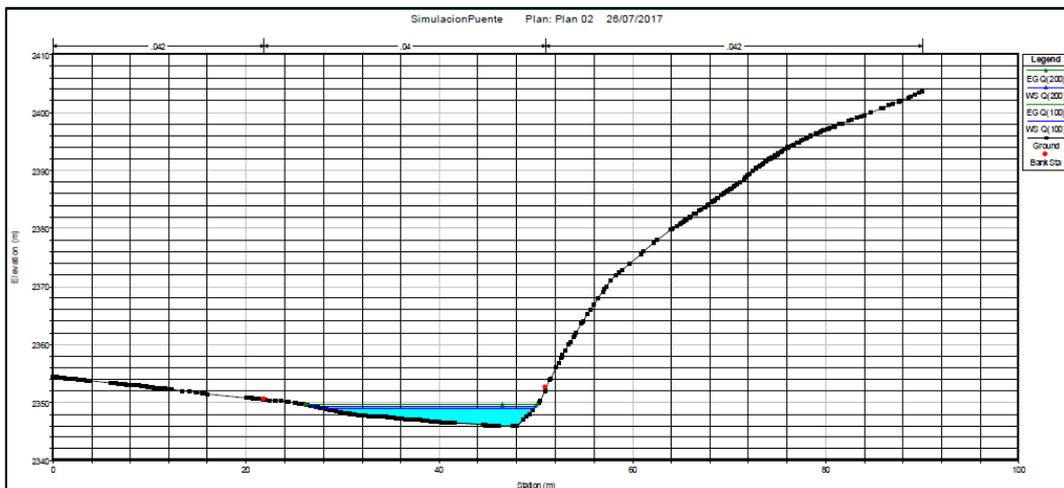


Imagen 5. Vista del modelamiento de la sección N°04 del río Aucampi.

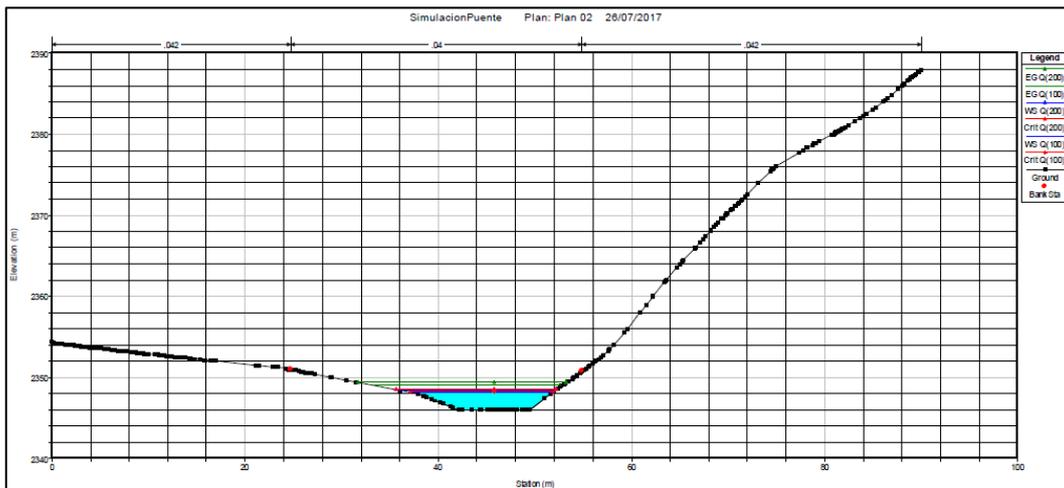


Imagen 6. Vista del modelamiento de la sección N°05 del río Aucampi.

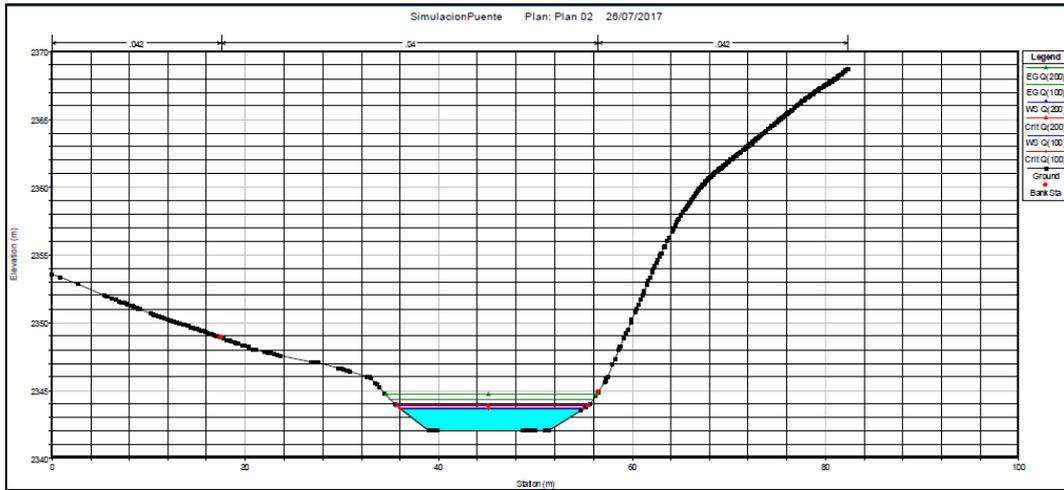


Imagen 7. Vista del modelamiento de la sección N°06 del río Aucampi.

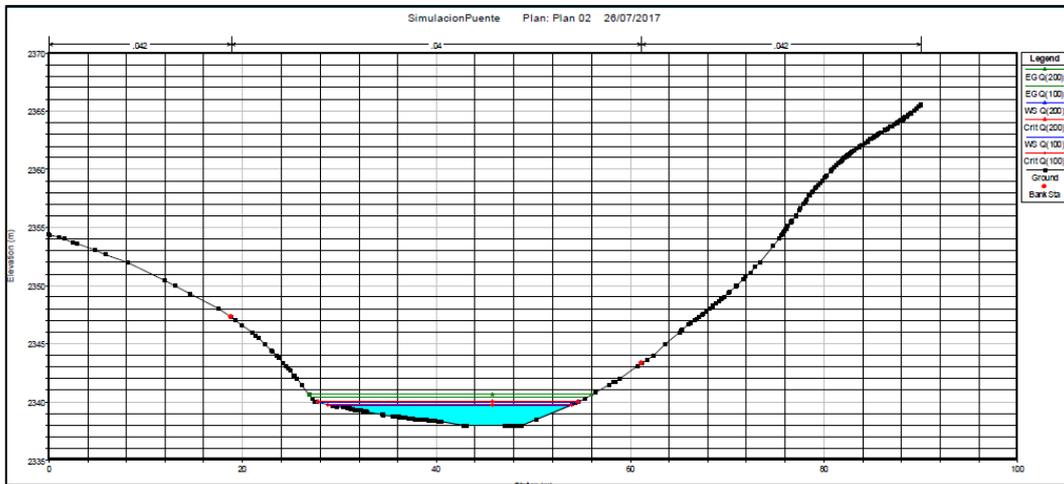


Imagen 8. Vista del modelamiento de la sección N°07 del río Aucampi.

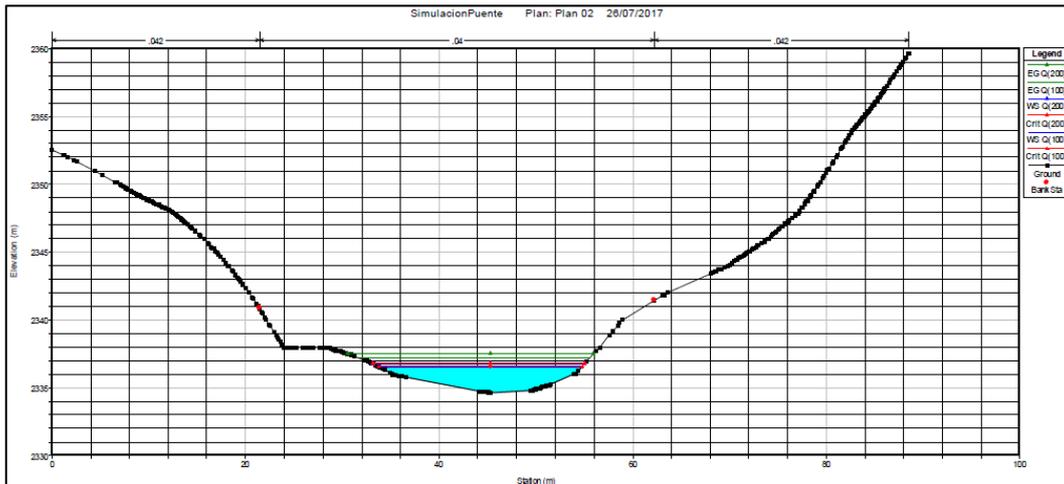


Imagen 9. Vista del modelamiento de la sección N°08 del río Aucampi.

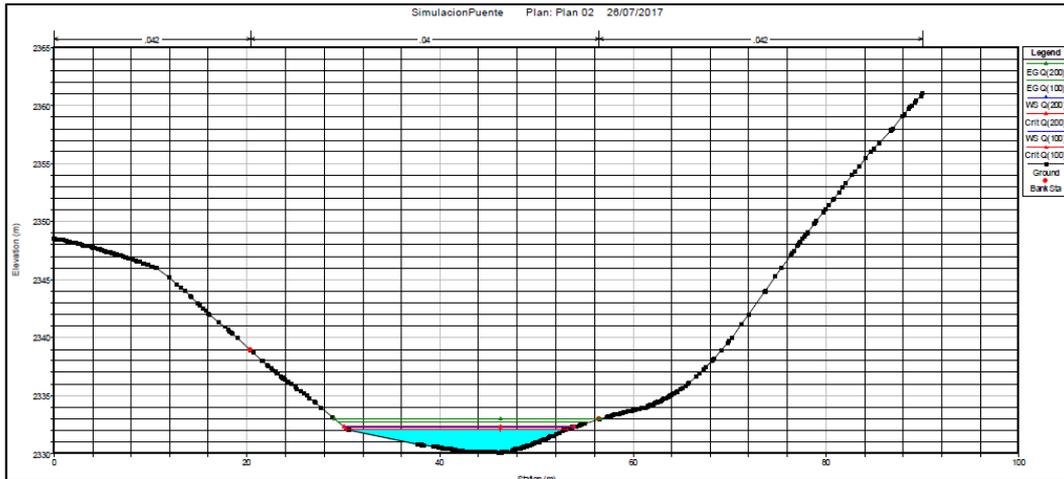


Imagen 10. Vista del modelamiento de la sección N°09 del río Aucampi.

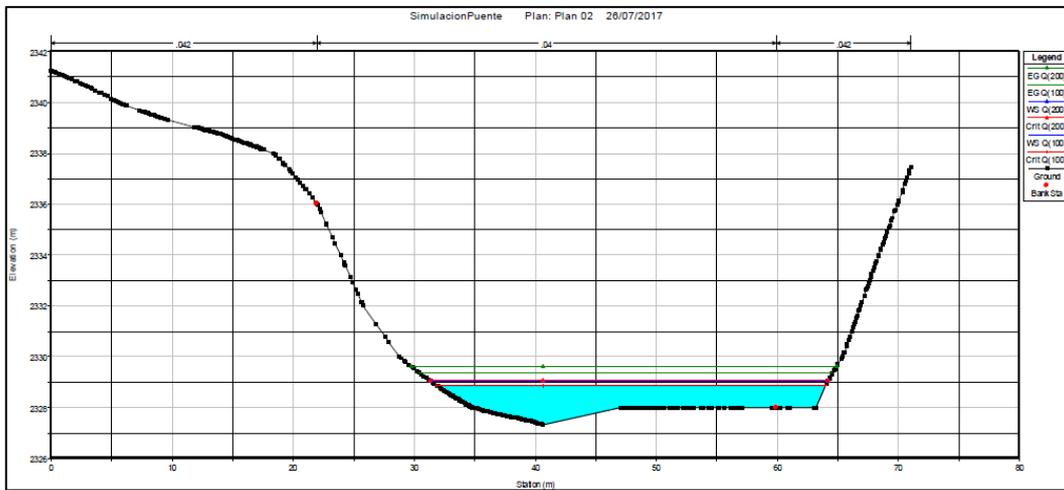


Imagen 11. Vista del modelamiento de la sección N°10 del río Aucampi.

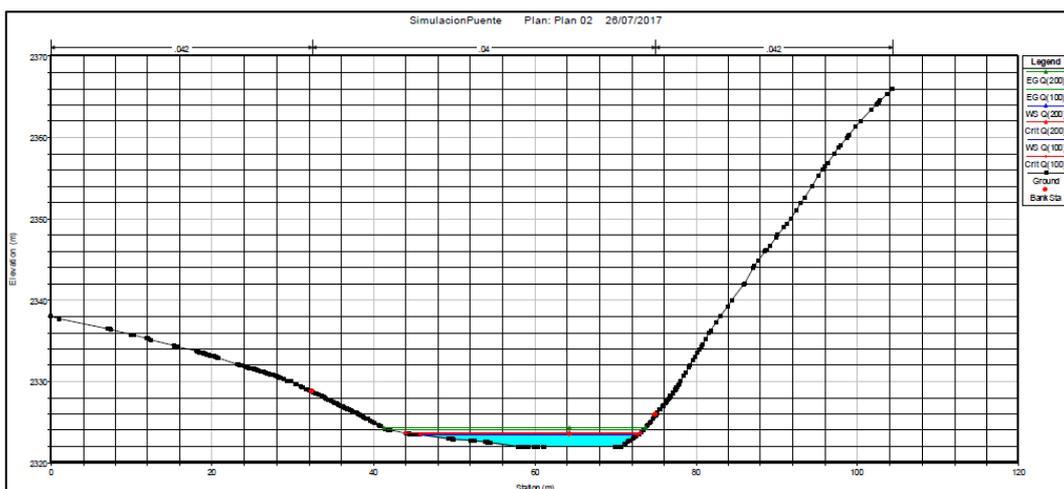


Imagen 12. Vista del modelamiento de la sección N°11 del río Aucampi.

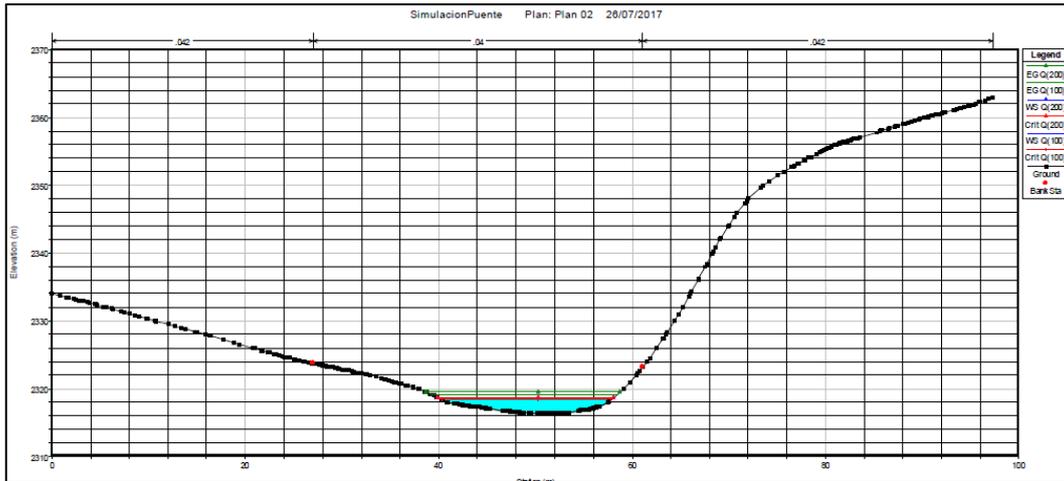


Imagen 13. Vista del modelamiento de la sección N°12 del río Aucampi.

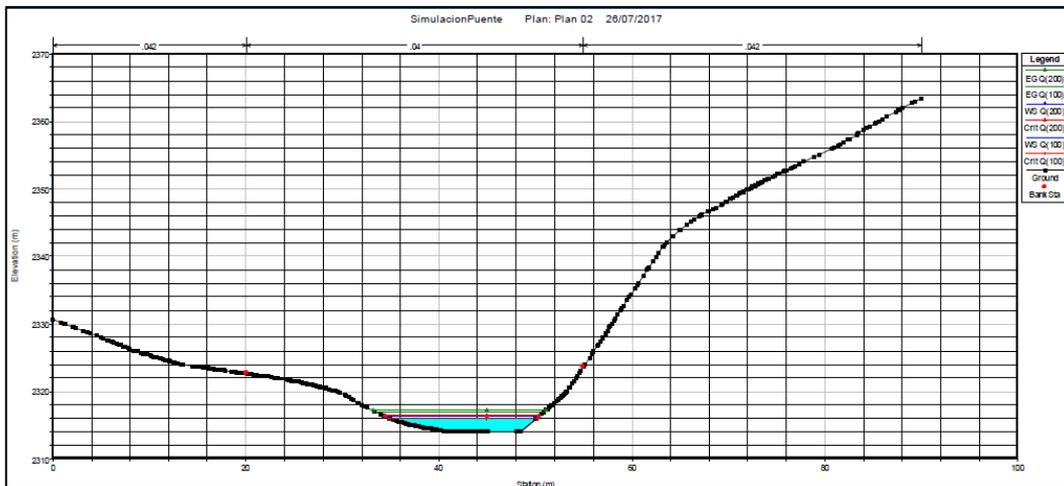


Imagen 14. Vista del modelamiento de la sección N°13 del río Aucampi.

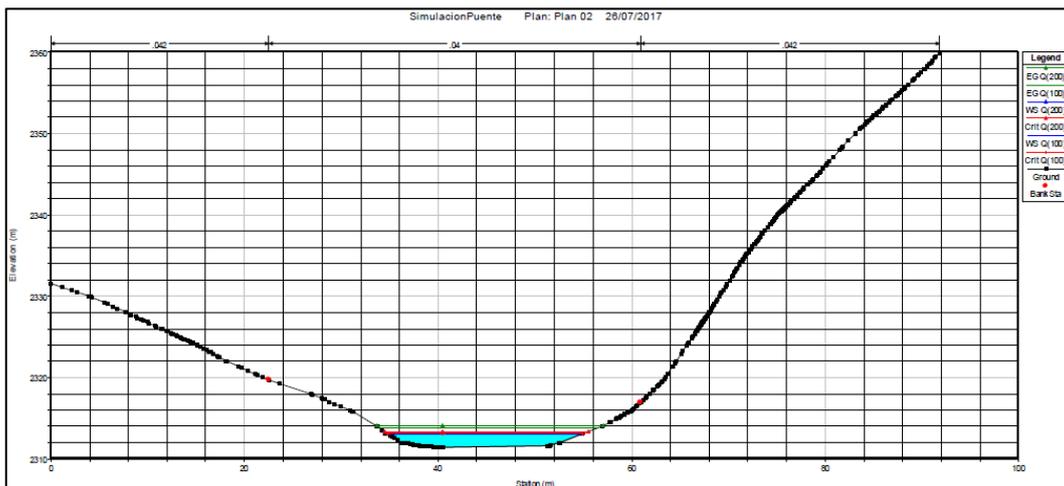


Imagen 15. Vista del modelamiento de la sección N°14 del río Aucampi.

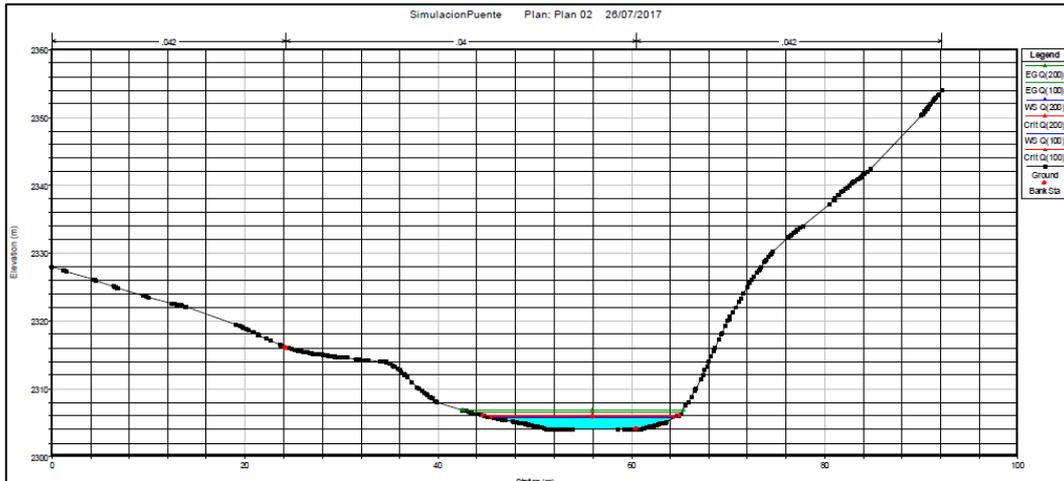


Imagen 16. Vista del modelamiento de la sección N°15 del río Aucampi.

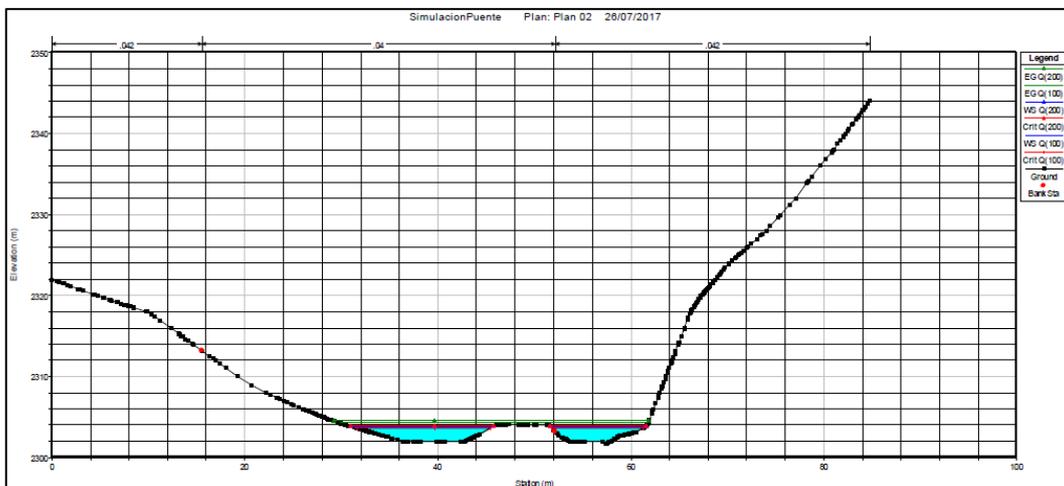


Imagen 17. Vista del modelamiento de la sección N°16 del río Aucampi.

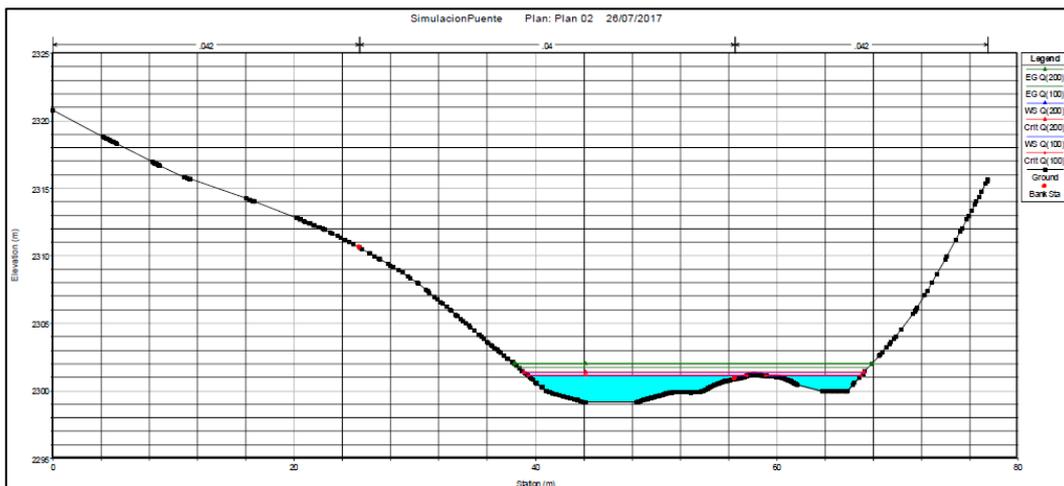


Imagen 18. Vista del modelamiento de la sección N°17 del río Aucampi.

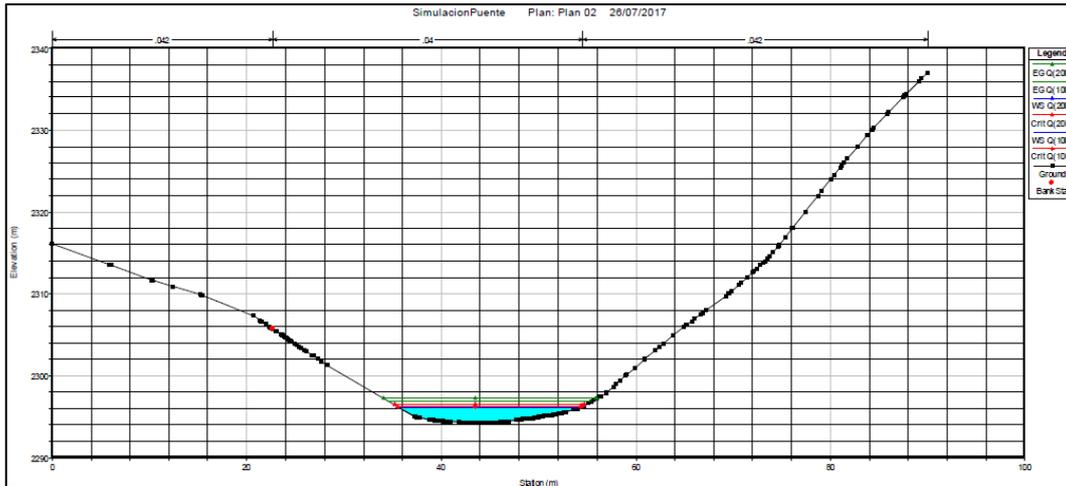


Imagen 19. Vista del modelamiento de la sección N°18 del río Aucampi.

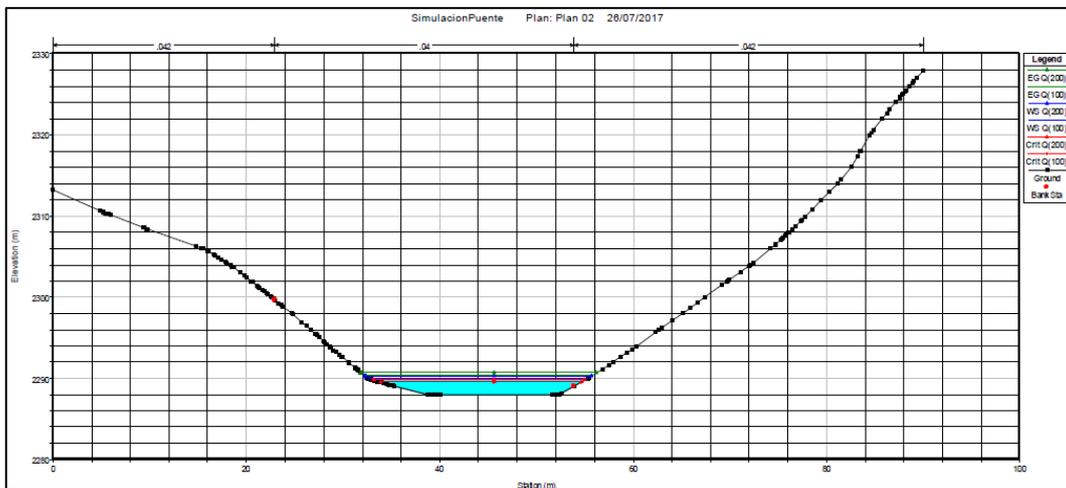


Imagen 20. Vista del modelamiento de la sección N°19 del río Aucampi.

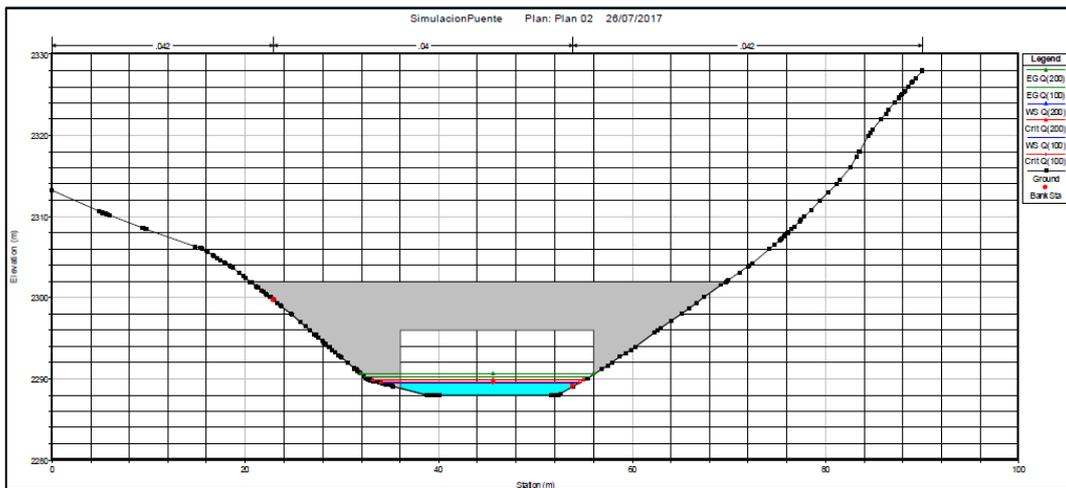


Imagen 21. Vista del modelamiento de la sección N°20 del río Aucampi.

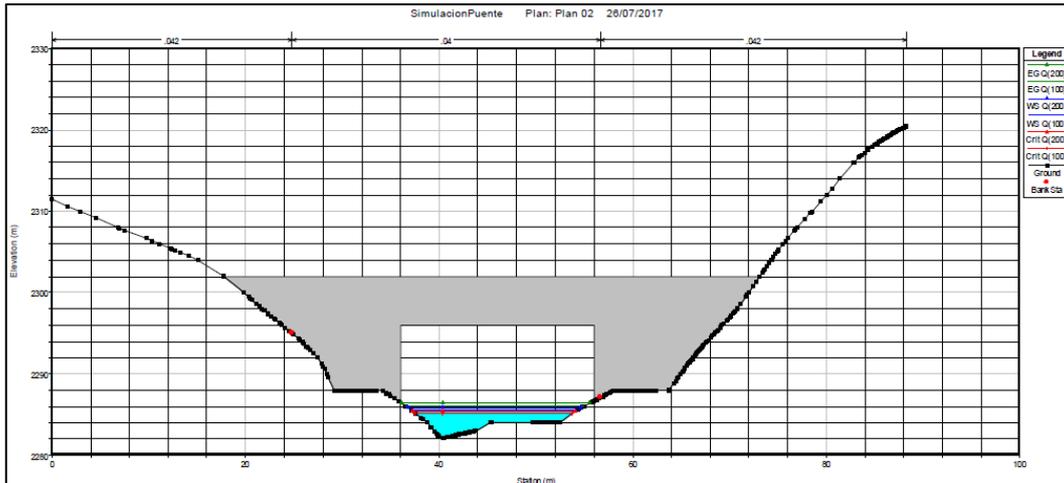


Imagen 22. Vista del modelamiento de la sección N°21 del río Aucampi.

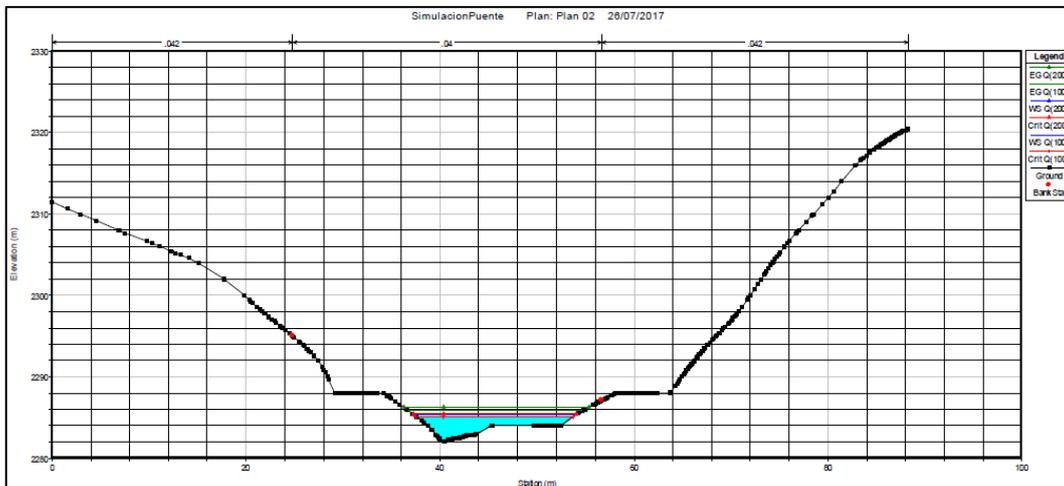


Imagen 23. Vista del modelamiento de la sección N°22 del río Aucampi.

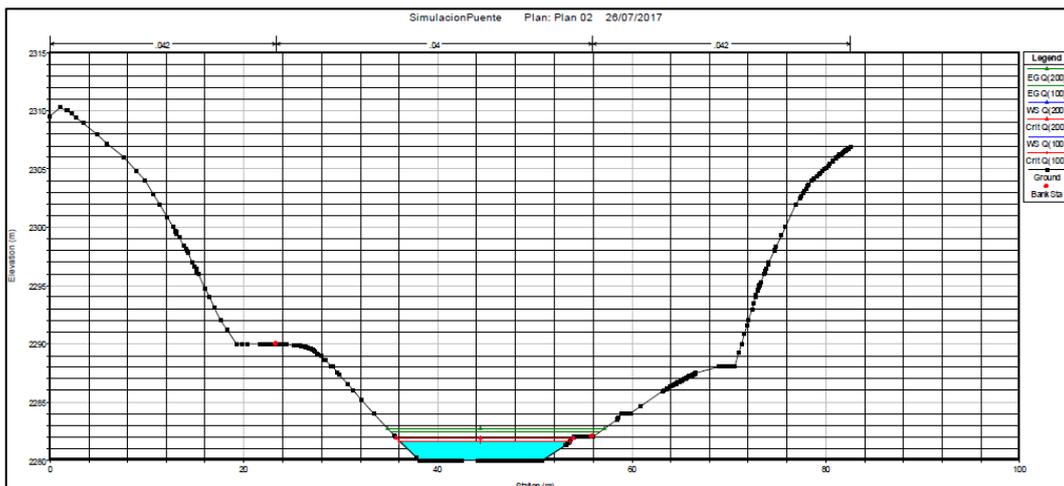


Imagen 24. Vista del modelamiento de la sección N°23 del río Aucampi.

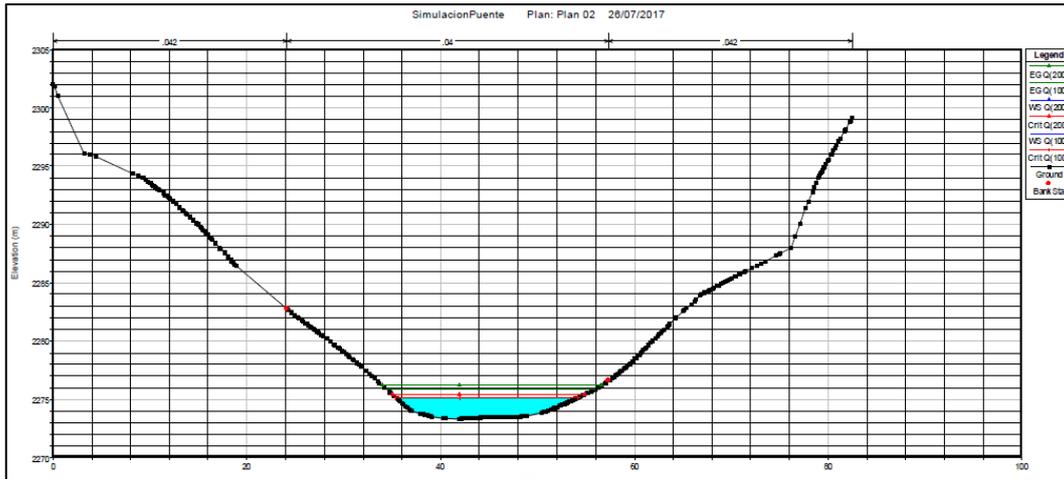


Imagen 25. Vista del modelamiento de la sección N°24 del río Aucampi.

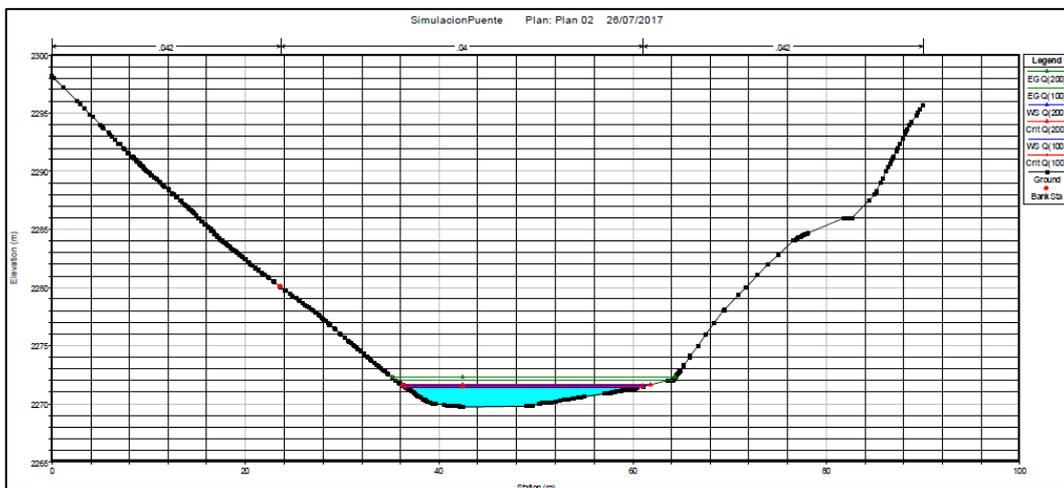


Imagen 26. Vista del modelamiento de la sección N°25 del río Aucampi.

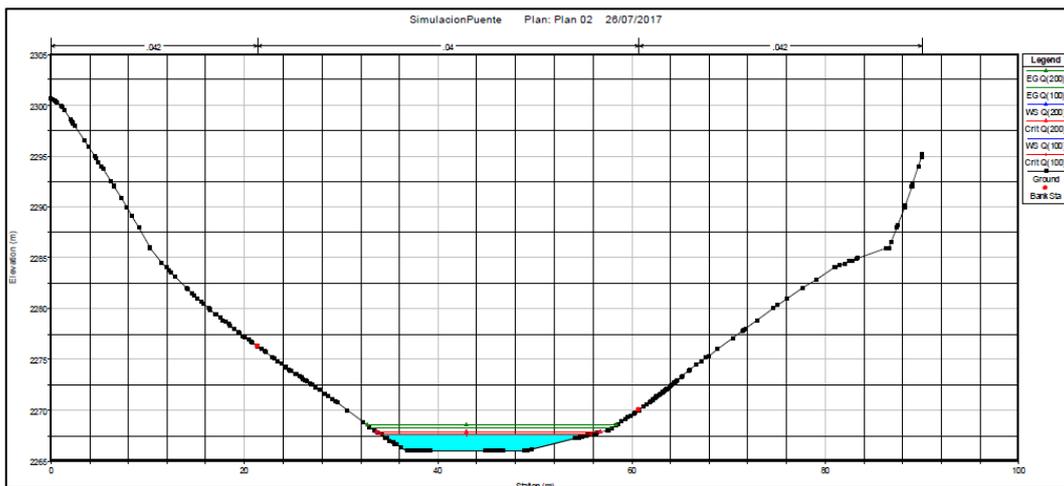


Imagen 27. Vista del modelamiento de la sección N°26 del río Aucampi.

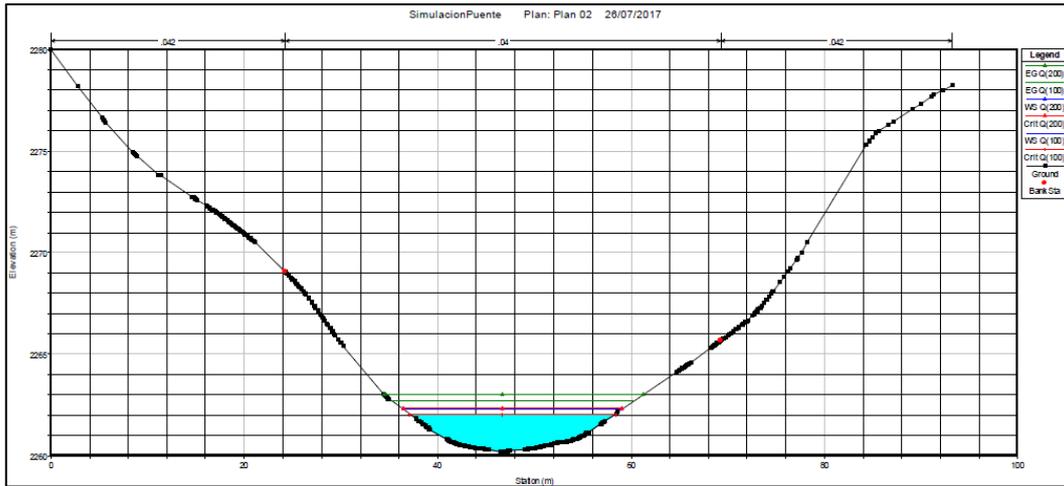


Imagen 28. Vista del modelamiento de la sección N°27 del río Aucampi.

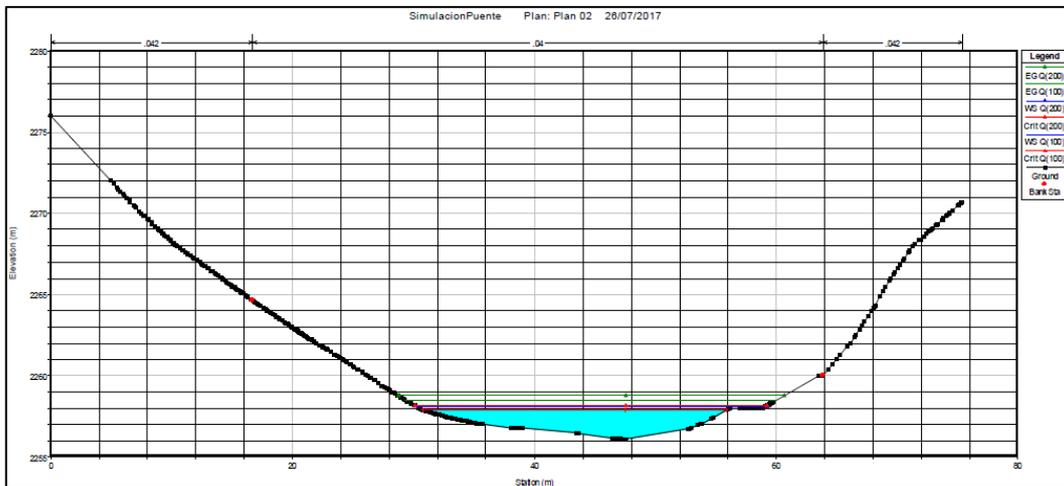


Imagen 29. Vista del modelamiento de la sección N°28 del río Aucampi.

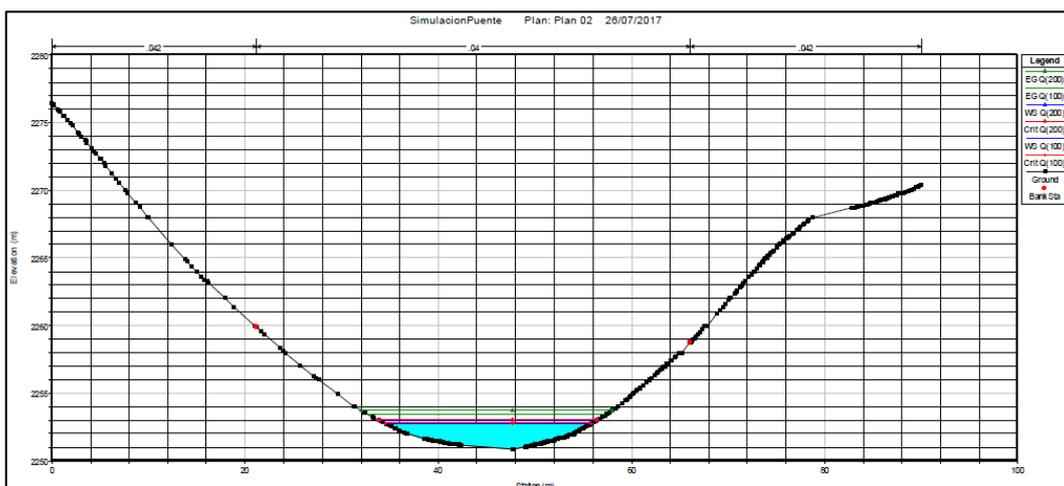


Imagen 30. Vista del modelamiento de la sección N°29 del río Aucampi.

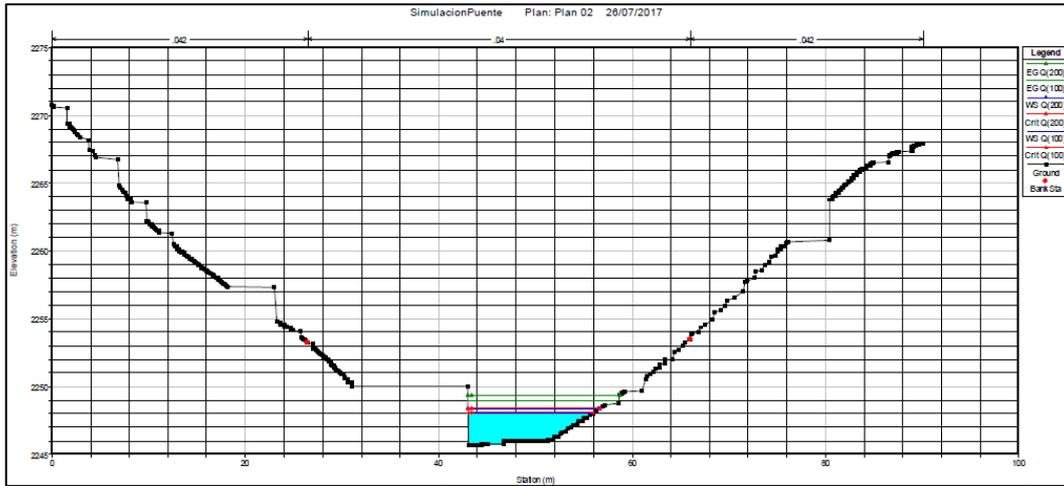


Imagen 31. Vista del modelamiento de la sección N°30 del río Aucampi.

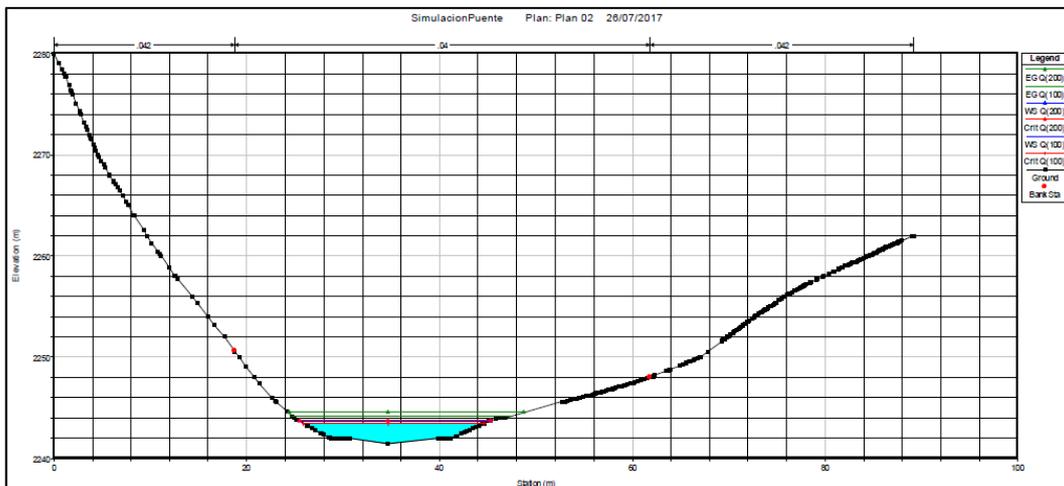


Imagen 32. Vista del modelamiento de la sección N°31 del río Aucampi.

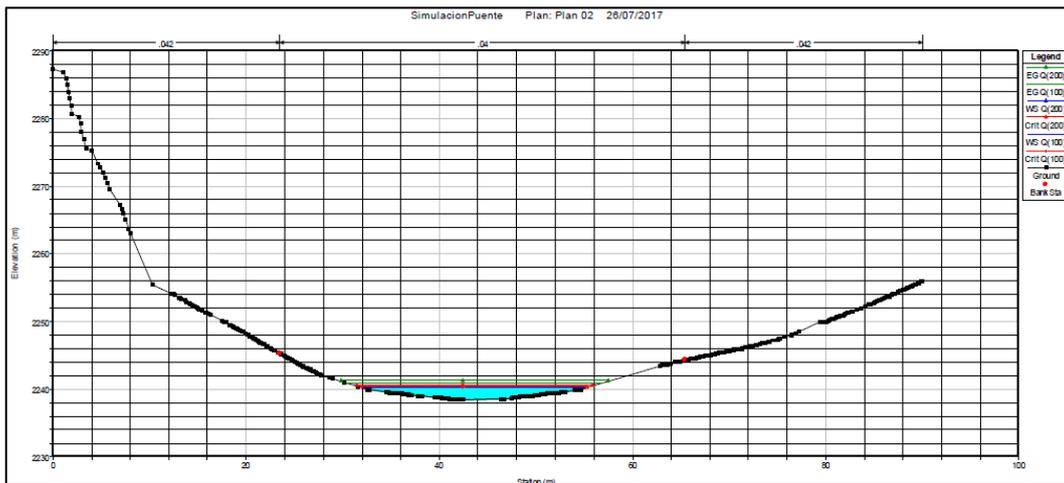


Imagen 33. Vista del modelamiento de la sección N°32 del río Aucampi.

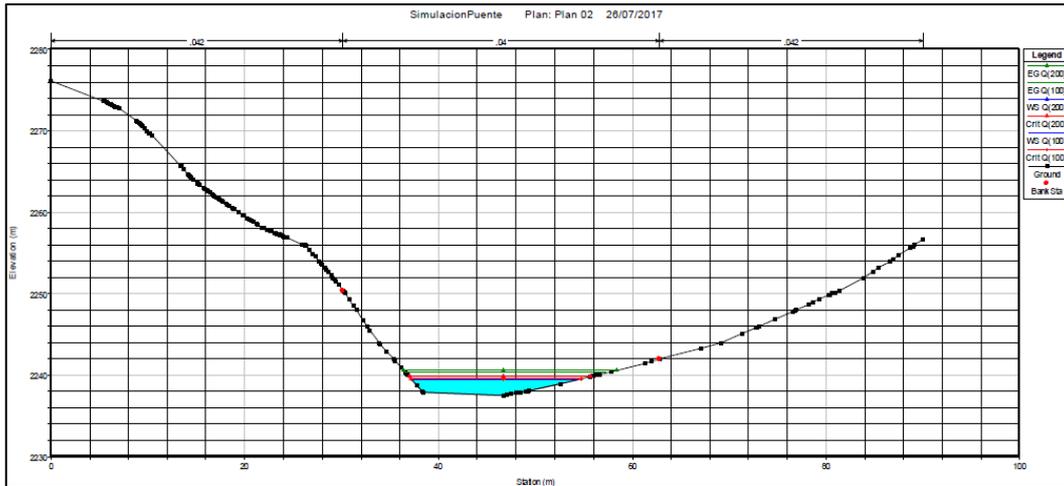


Imagen 34. Vista del modelamiento de la sección N°33 del río Aucampi.

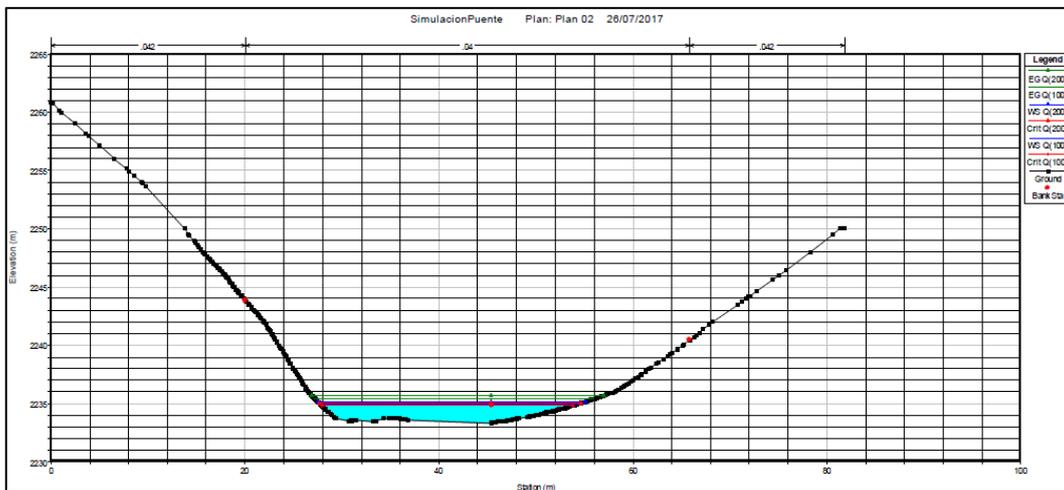


Imagen 35. Vista del modelamiento de la sección N°34 del río Aucampi.

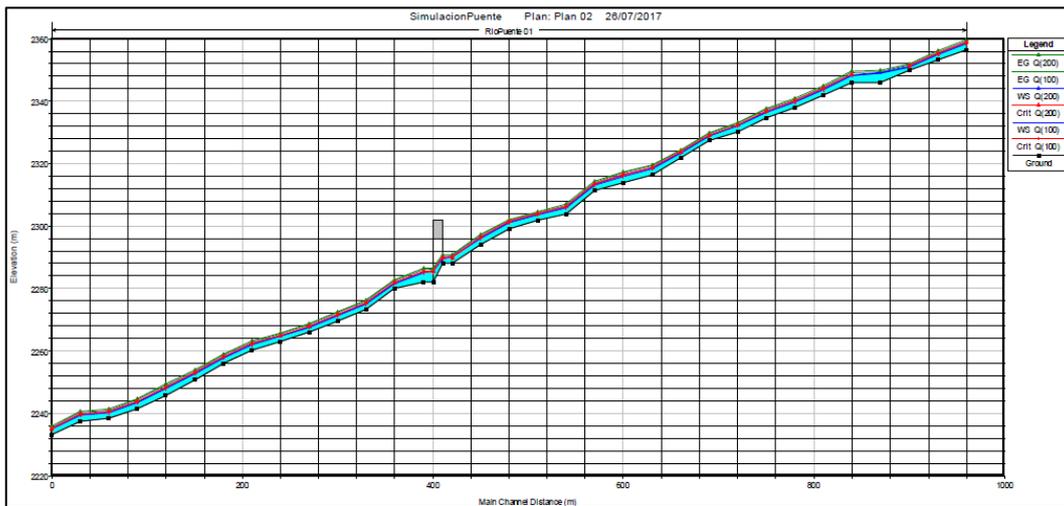


Imagen 36. Perfil del río Aucampi.

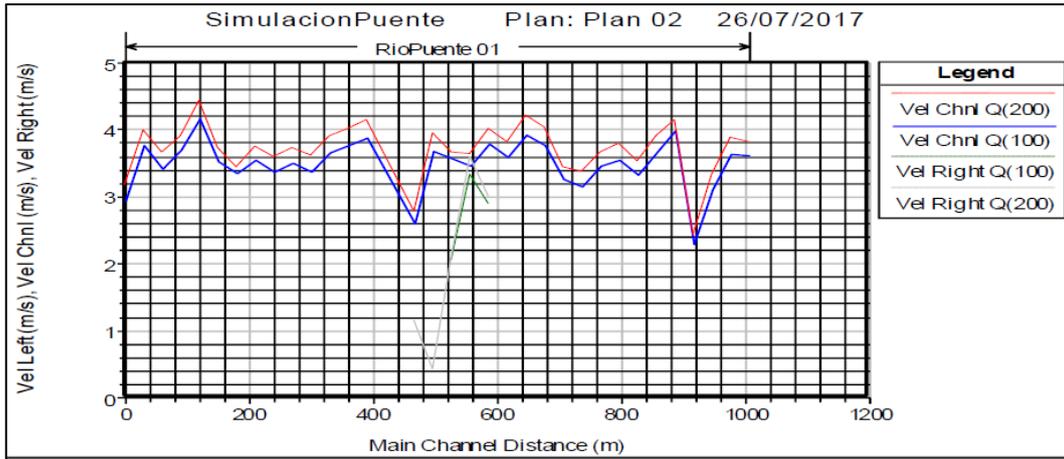


Imagen 37. Propiedades hidráulicas en el río Aucampi.

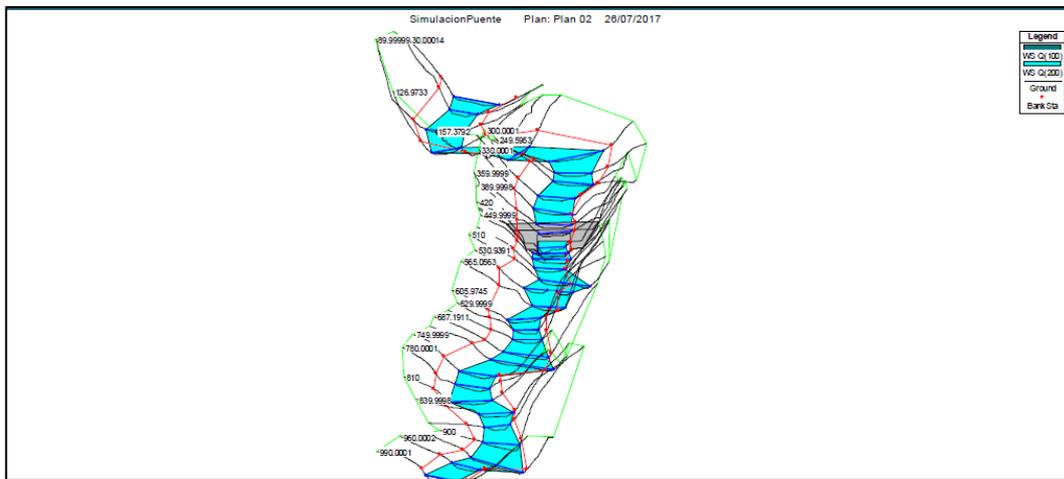


Imagen 38. Vista 3D del cauce del río Aucampi.

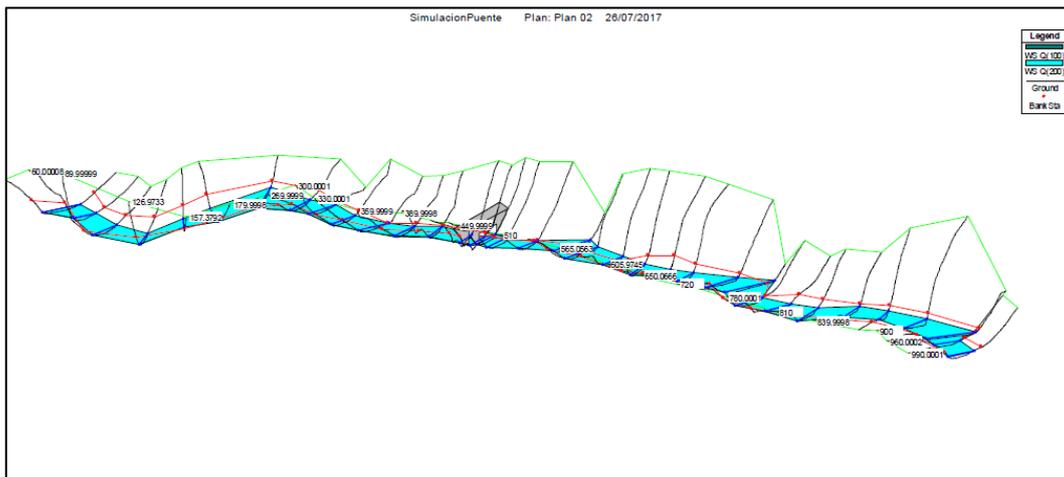
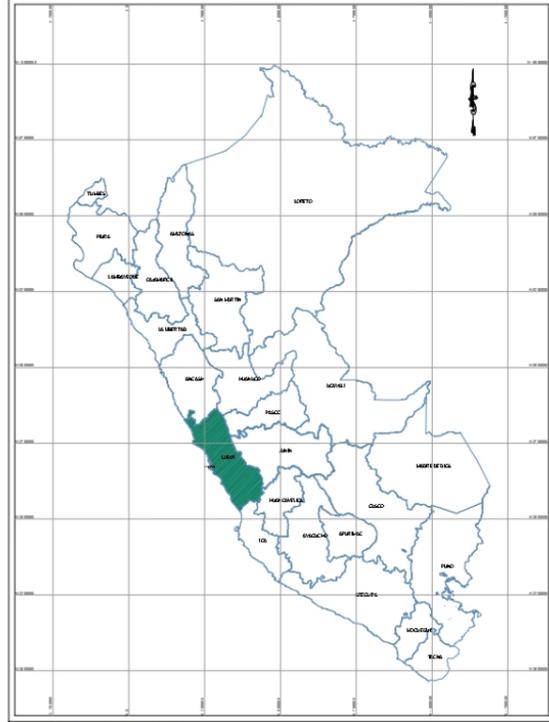
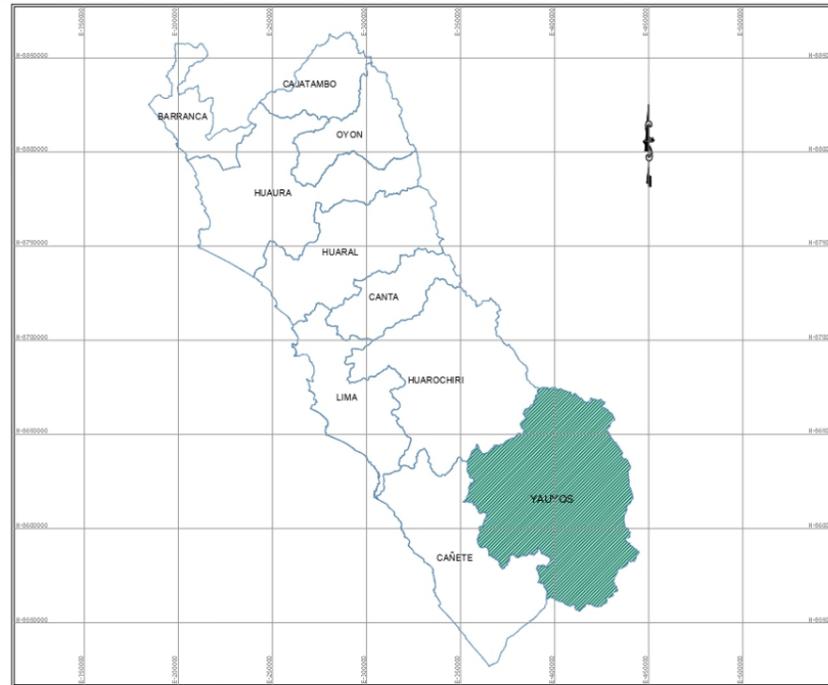


Imagen 39. Vista del caudal en el río Aucampi.

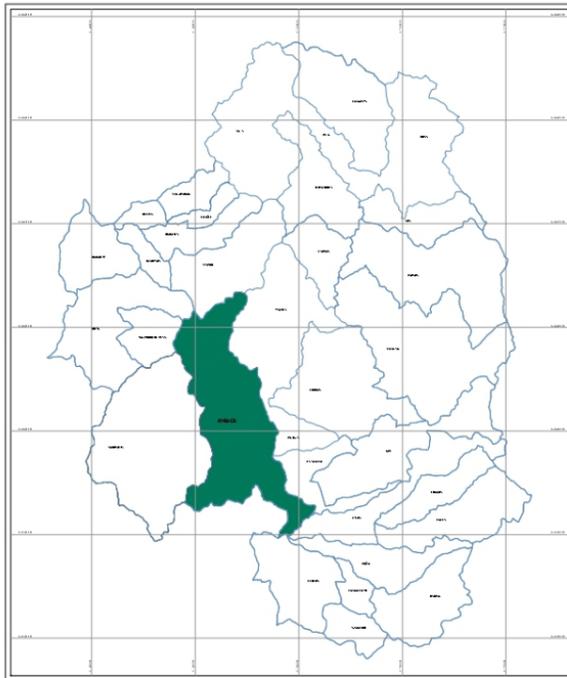
## **ANEXO N° 03: PLANOS**



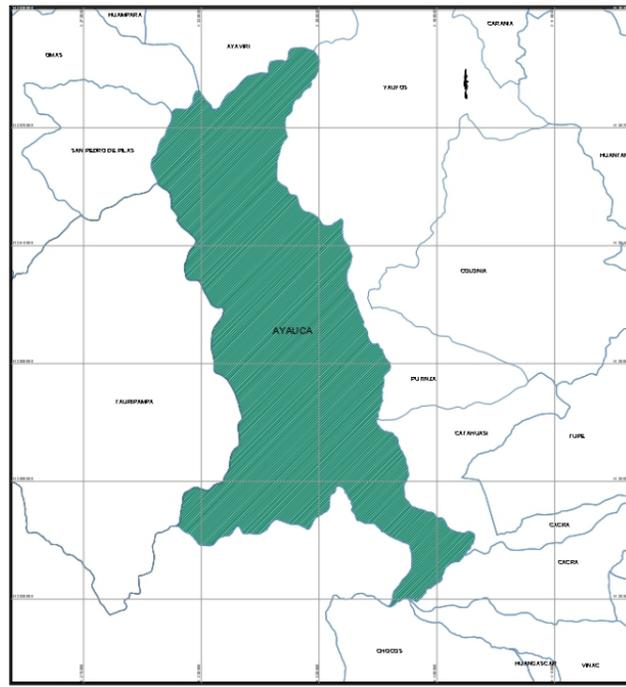
MAPA POLÍTICO DEL PERÚ



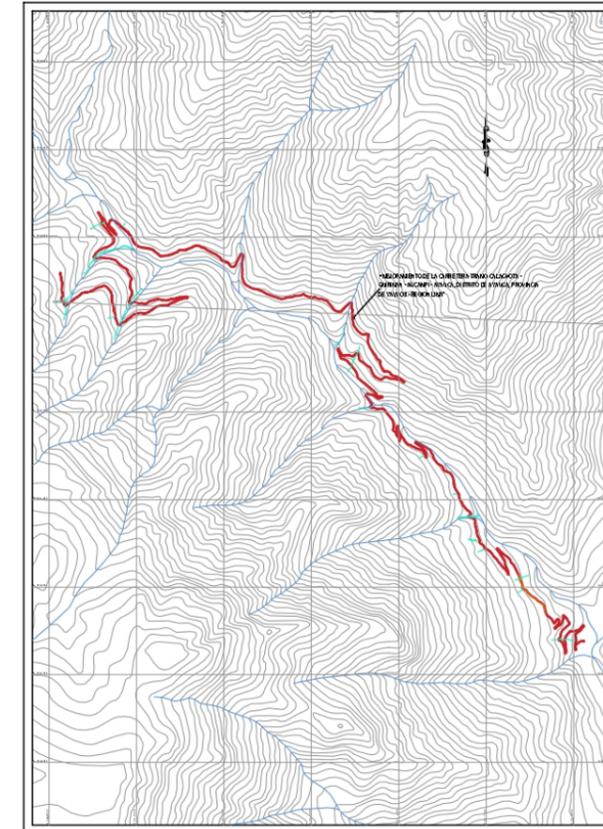
MAPA REGIONAL DE LIMA



MAPA PROVINCIAL DE YAUYOS



MAPA DISTRITAL DE YAUYOS

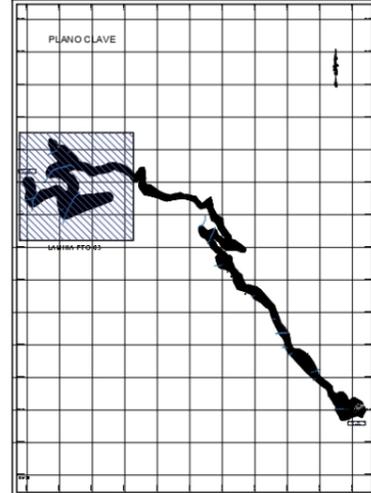
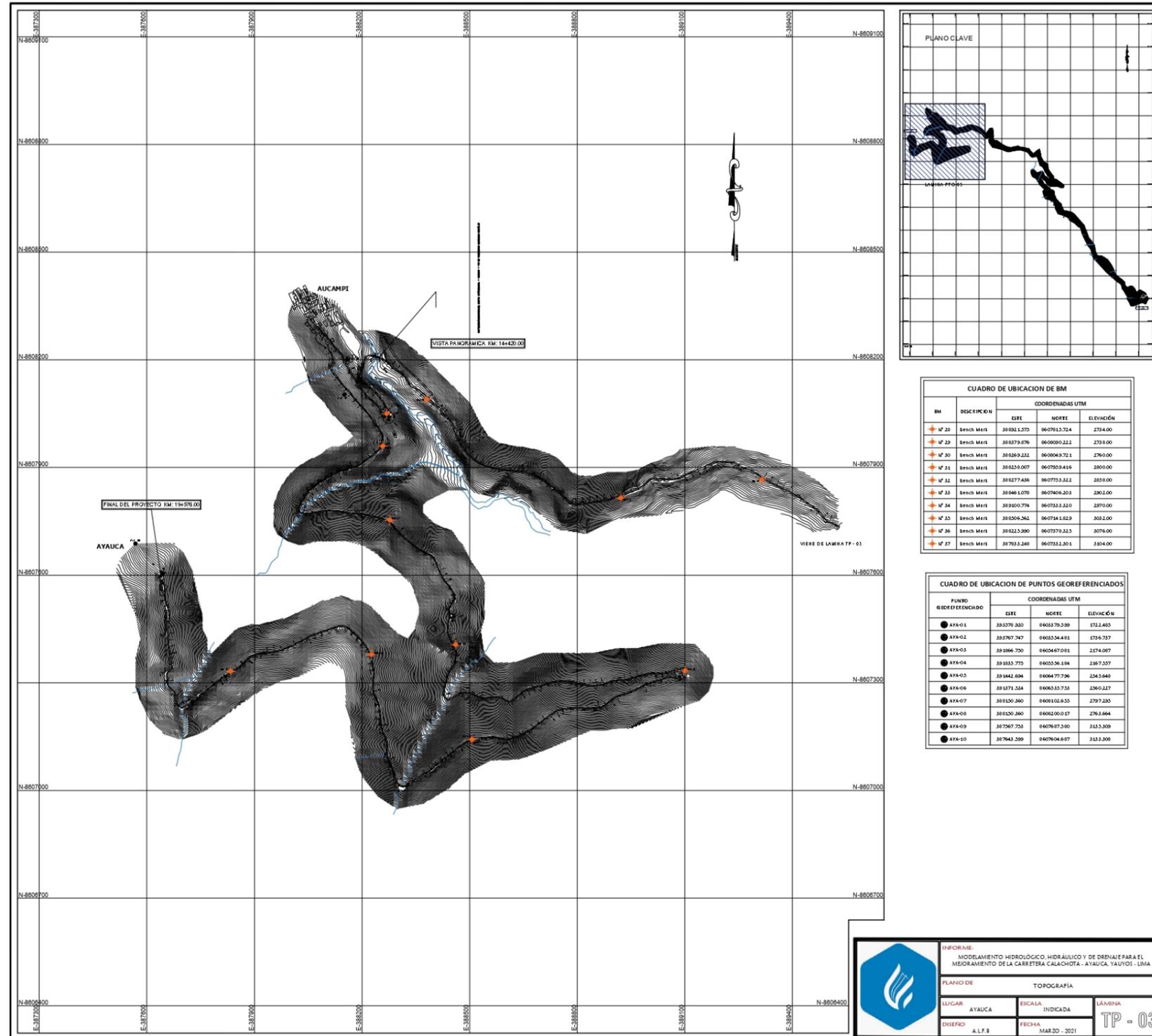


UBICACIÓN DEL PROYECTO ACTUAL

GEOPLANOS	
PROYECTO	REGION: LIMA
MAPA PROVINCIAL	PROV: YAUYOS
HOJA	18

**FUENTE.**  
HOJAS CARTA NACIONAL IGN  
ESCALA 1/100000  
CUADRICULAS = 26K - 26L

INFORME MEDICAMENTO HIDROLÓGICO, DRENALIZADO Y DE DRENATE PARA EL AMBIENTE DE LA CARRETERA CALACAZO - AYAUCA - YAUYOS - LIMA			
PLANO DE		UBICACIÓN Y LOCALIZACIÓN	
LUGAR	AYAUCA	ESCALA	INDICADA
ESTADO	AL.F.B.	FECHA	MARZO-2023
			U-01



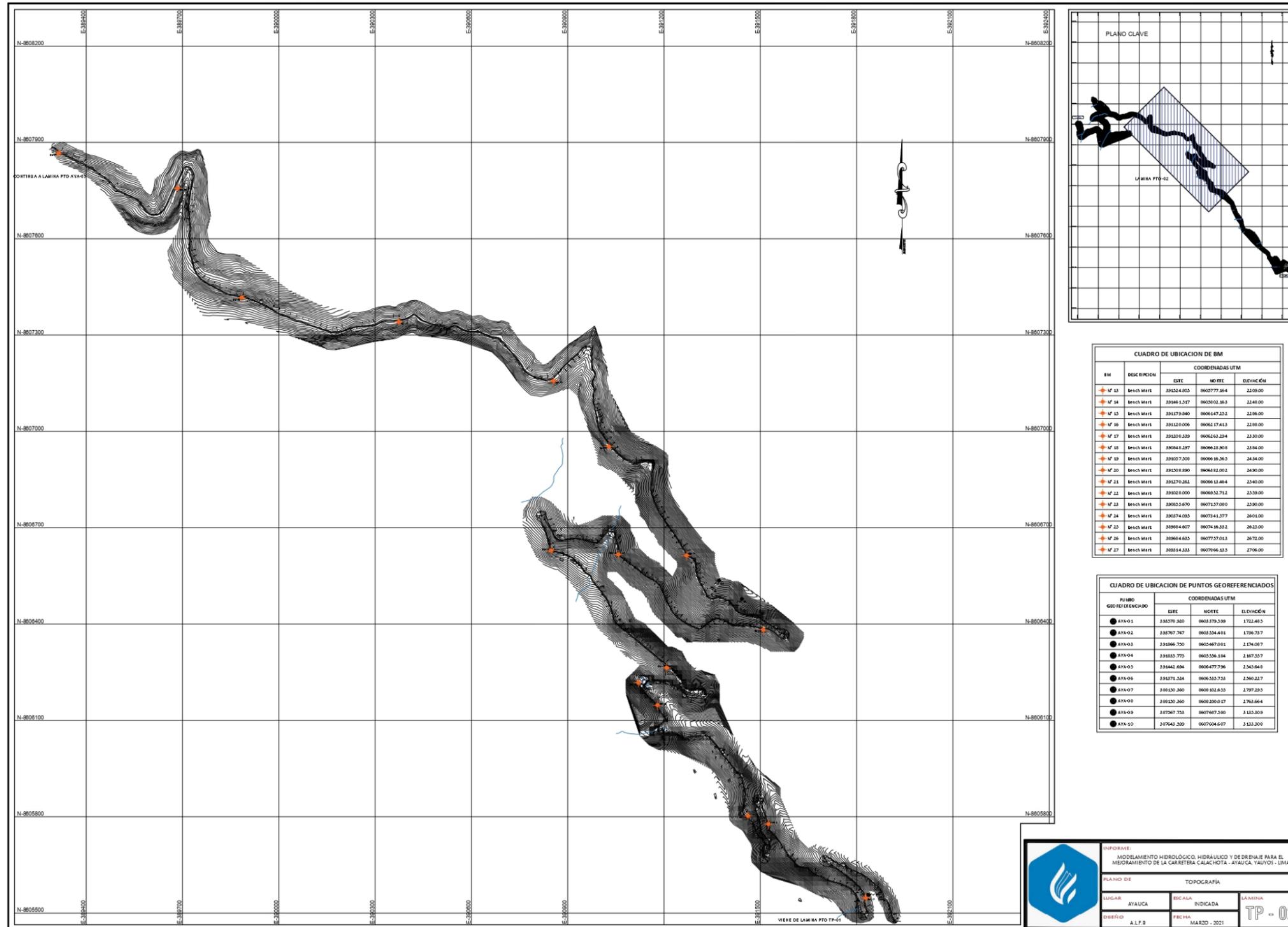
**CUADRO DE UBICACION DE BM**

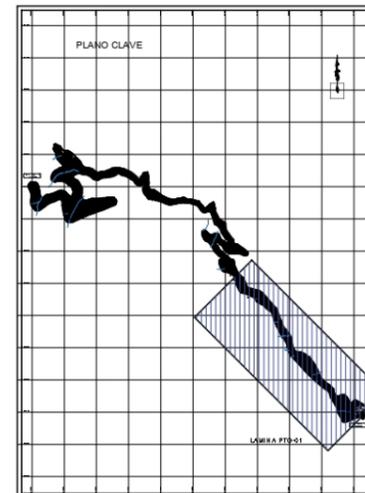
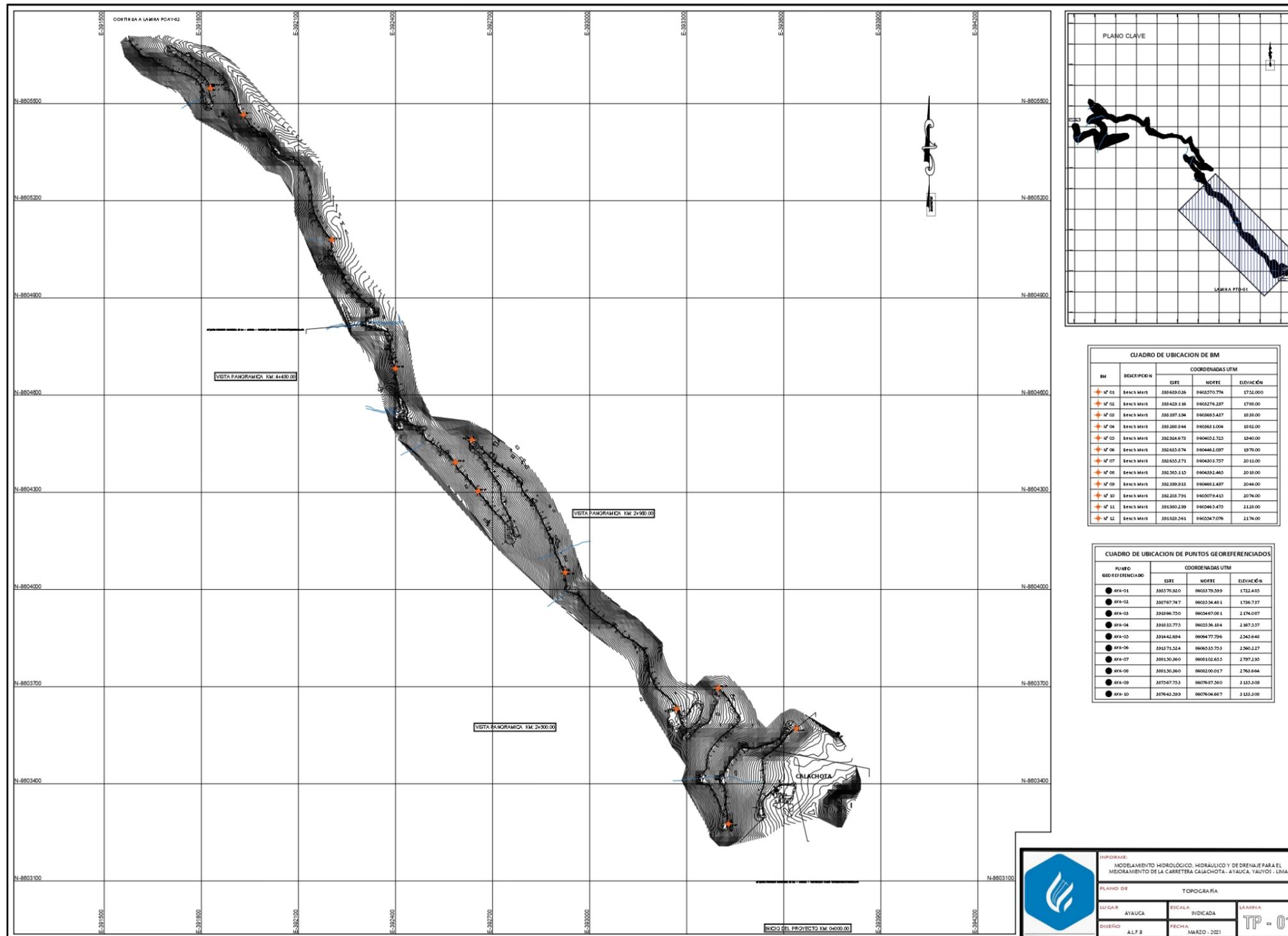
BM	DESCRIPCION	COORDENADAS UTM		
		ESTE	NORTE	ELEVACION
BM 28	Bench Merit	38 682 1375	96 076 15 724	2734.00
BM 29	Bench Merit	38 6873 876	96 08090 222	2738.00
BM 30	Bench Merit	38 6869 232	96 08049 721	2760.00
BM 31	Bench Merit	38 6259 007	96 07959 419	2800.00
BM 32	Bench Merit	38 6277 436	96 07753 212	2828.00
BM 33	Bench Merit	38 646 1278	96 07406 203	2802.00
BM 34	Bench Merit	38 6400 774	96 07333 210	2870.00
BM 35	Bench Merit	38 6506 562	96 0734 1529	3032.00
BM 36	Bench Merit	38 6223 880	96 07379 215	3076.00
BM 37	Bench Merit	38 7633 248	96 0732 201	3304.00

**CUADRO DE UBICACION DE PUNTOS GEORREFERENCIADOS**

PUNTO GEORREFERENCIADO	COORDENADAS UTM		
	ESTE	NORTE	ELEVACION
AYA-01	38 6379 320	96 033 79 259	1721.483
AYA-02	38 6767 747	96 035 54 451	1736.737
AYA-03	38 6966 750	96 054 67 051	1874.087
AYA-04	38 6883 775	96 055 56 184	1867.257
AYA-05	38 6442 694	96 064 77 796	2243.848
AYA-06	38 6371 534	96 063 33 733	2260.227
AYA-07	38 6150 360	96 081 02 825	2797.235
AYA-08	38 6150 360	96 082 00 0 17	2763.864
AYA-09	38 7267 753	96 076 47 240	3133.309
AYA-10	38 7643 259	96 076 04 647	3133.308

INFORME: MEDICAMENTO HIDROLOGICO, HIDRAULICO Y DE DRENAJE PARA EL MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA CALACHOTA - AYAUCA, YALUYOS - LIMA  
 PLANO DE TOPOGRAFIA  
 LUGAR: AYAUCA ESCALA: INDICADA LAMINA: TP - 03  
 DISEÑO: A.L.F.B. FECHA: MARZO - 2021





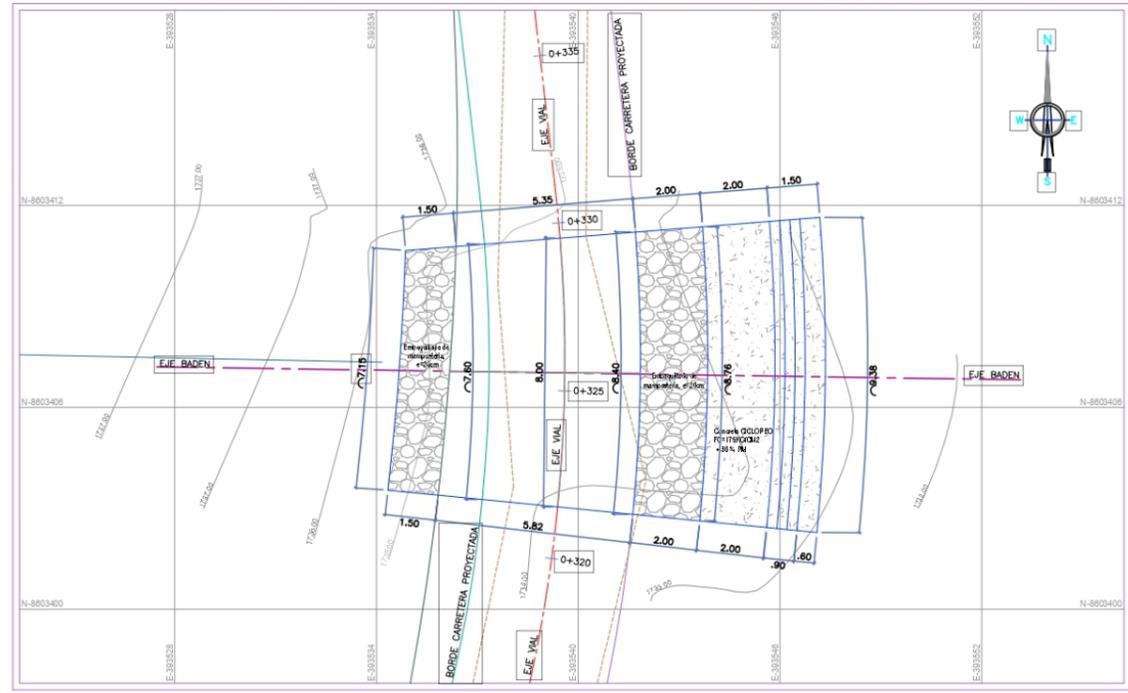
**CUADRO DE UBICACION DE BM**

BM	DESCRIPCION	COORDENADAS UTM		
		ESTE	NORTE	ELEVACION
BM 01	Bench Mark	388428.026	8603570.774	1733.000
BM 02	Bench Mark	388428.116	8603274.237	1708.000
BM 03	Bench Mark	388397.194	8602862.427	1838.000
BM 04	Bench Mark	388286.844	8603681.004	1802.000
BM 05	Bench Mark	382324.673	8604051.723	1240.000
BM 06	Bench Mark	382423.574	8604461.097	1878.000
BM 07	Bench Mark	382423.771	8604301.757	2011.000
BM 08	Bench Mark	382265.115	8604391.465	2038.000
BM 09	Bench Mark	382399.933	8604691.497	2044.000
BM 10	Bench Mark	382301.791	8605079.415	2074.000
BM 11	Bench Mark	381380.239	8605462.475	2128.000
BM 12	Bench Mark	381520.241	8605547.076	2174.000

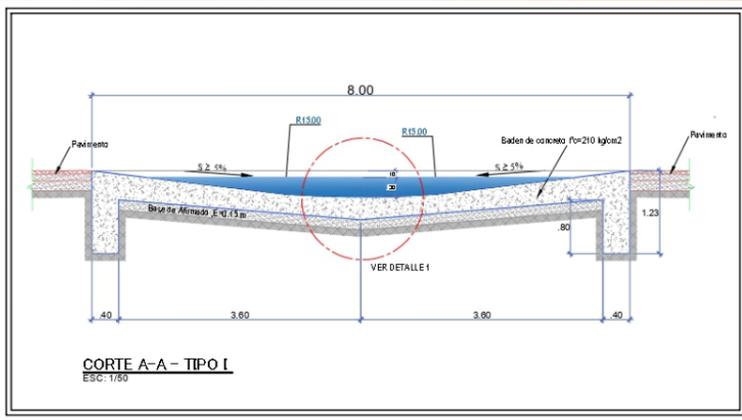
**CUADRO DE UBICACION DE PUNTOS GEORREFERENCIADOS**

PUNTO GEORREFERENCIADO	COORDENADAS UTM		
	ESTE	NORTE	ELEVACION
AYA-01	385778.820	8603379.589	1732.485
AYA-02	385767.747	8603224.481	1736.737
AYA-03	388896.750	8603497.081	2174.007
AYA-04	388833.773	8603536.184	2167.257
AYA-05	384442.694	8604777.795	2245.648
AYA-06	384371.524	8604327.753	2260.227
AYA-07	388150.860	8608102.653	2797.230
AYA-08	388150.860	8608200.017	2763.664
AYA-09	387547.753	8607697.580	3133.309
AYA-10	387443.589	8607646.667	3133.308

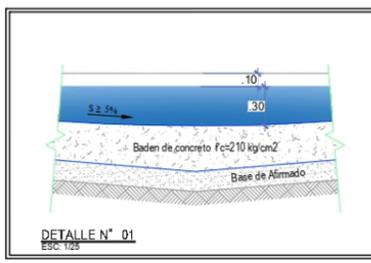
INFORME  
 MODELAMIENTO HIDROLÓGICO, HIDRÁULICO Y DE DRENAJE PARA EL  
 MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA CALACHOTA - AYAUCA, YAUYOS - LIMA  
 PLANO DE TOPOGRAFIA  
 LUGAR AYAUCA ESCALA INDICADA LAMIRA  
 DISEÑO ALFB FECHA MARZO - 2021 **TP - 01**



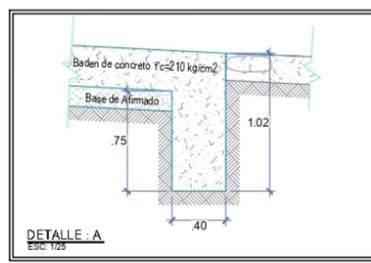
PLANTA - BADEN N° 01 - KM: 0+325.50  
ESC: 1/100



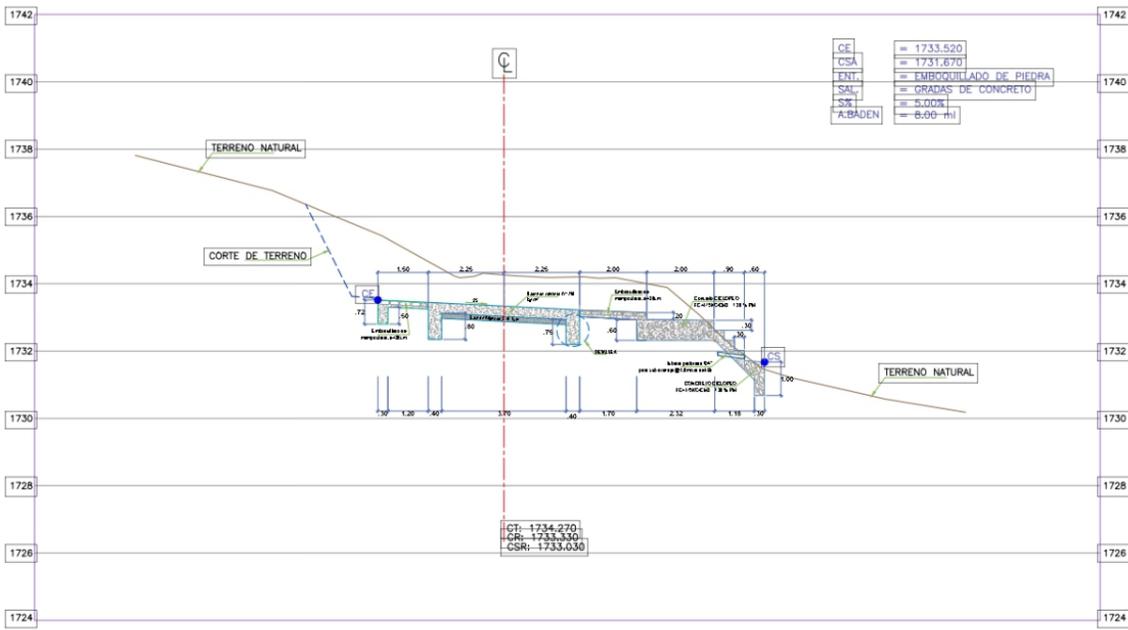
CORTE A-A - TIPO I  
ESC: 1/50



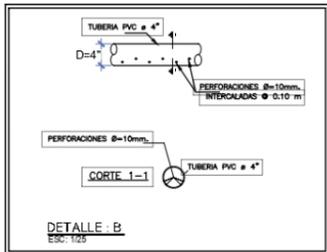
DETALLE N° 01  
ESC: 1/25



DETALLE A  
ESC: 1/25



PERFIL LONGITUDINAL - BADEN N° 01 - KM: 0+325.50  
ESC: 1/100

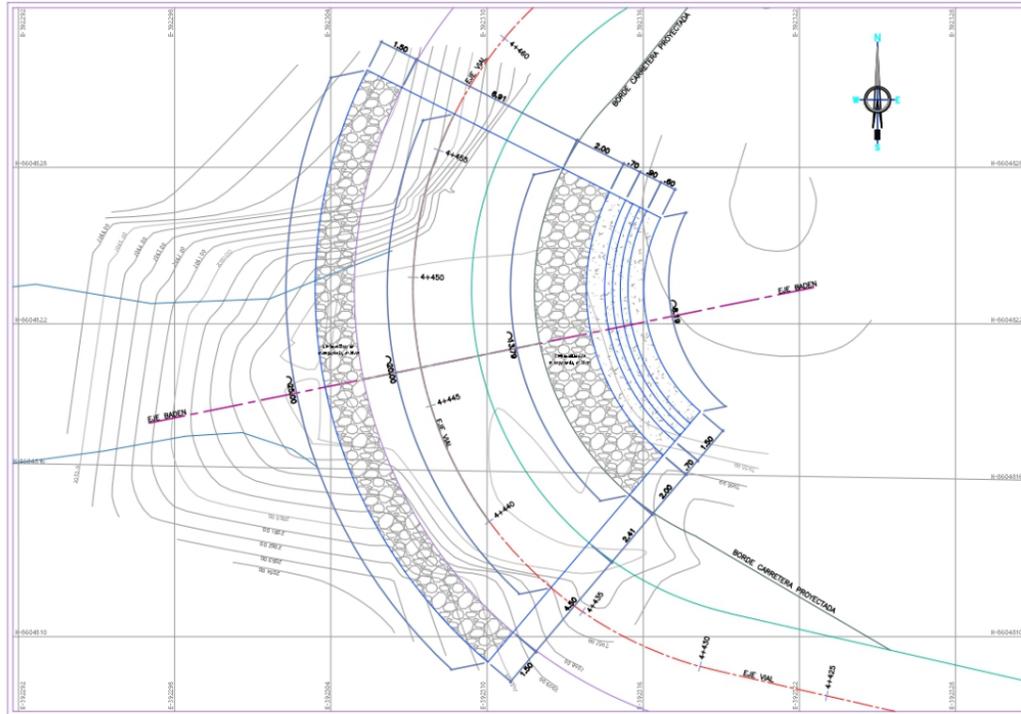


DETALLE B  
ESC: 1/25

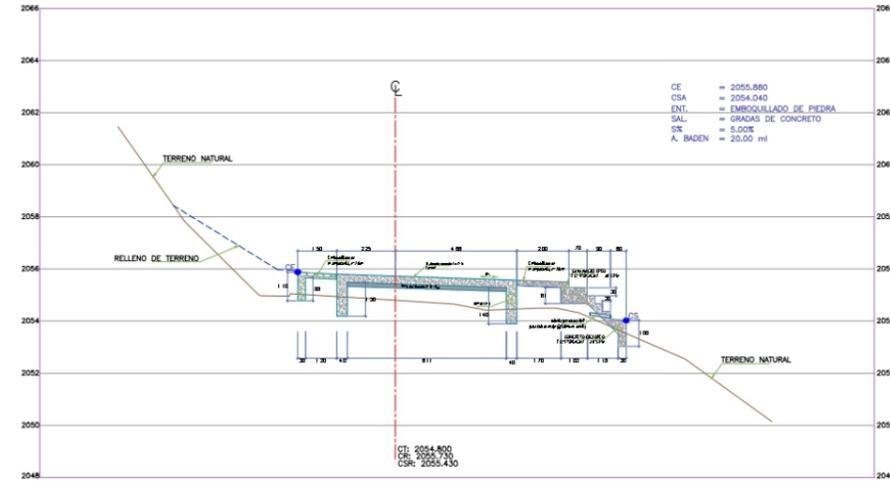
**ESPECIFICACIONES TECNICAS**

- LOSA PRINCIPAL  
Baden de concreto f'c = 210 Kg/cm².
- EMBOQUILLADO  
Mampostería de piedra Ø4" - 6" asentado con concreto f'c = 175 Kg/cm².
- MURO CUERPO  
Con concreto ciclopeo f'c=175 kg/cm² + 30 % Piedras grandes.
- EMPEDRADO  
Piedras acomodadas Ø ≥ 12".

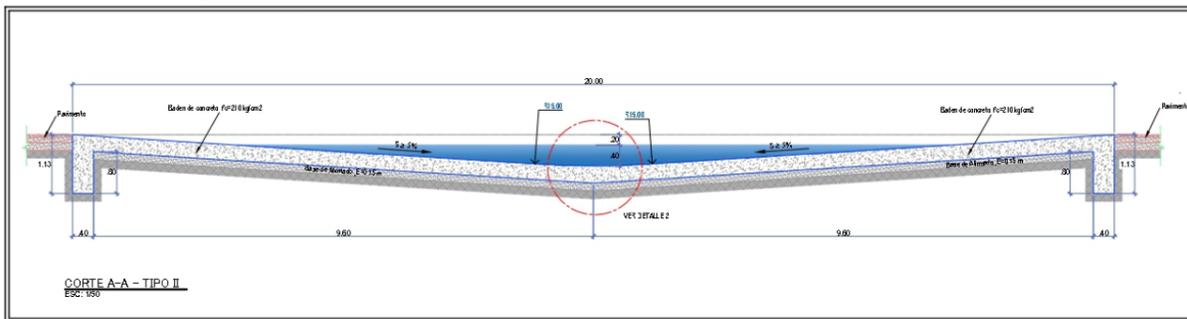
	INFORME: MEJORAMIENTO HIDROLÓGICO, HIDRÁULICO Y DE DRENAJE PARA EL MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA CALACHOTA - AYAUCA, YAUYES - LIMA		
	PLANO DE: DETALLE DE BADÉN DE 8 m		
LUGAR:	AYAUCA	ESCALA:	INDICADA
DISEÑO:	ALF B	FECHA:	MARZO - 2021
			LÁMINA: DB = 01



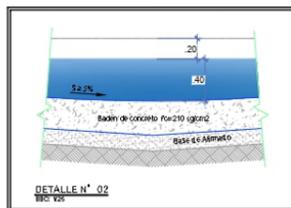
PLANTA - BADEN N° 07 - KM. 4+447.00  
ESC: 1/100



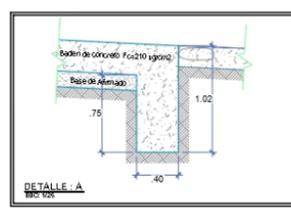
PERFIL LONGITUDINAL - BADEN N° 07 - KM. 4+447.00  
ESC: 1/100



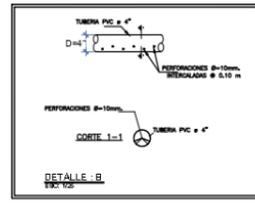
CORTE A-A - TIPO II  
ESC: 1/50



DETALLE N° 02  
ESC: 1/25



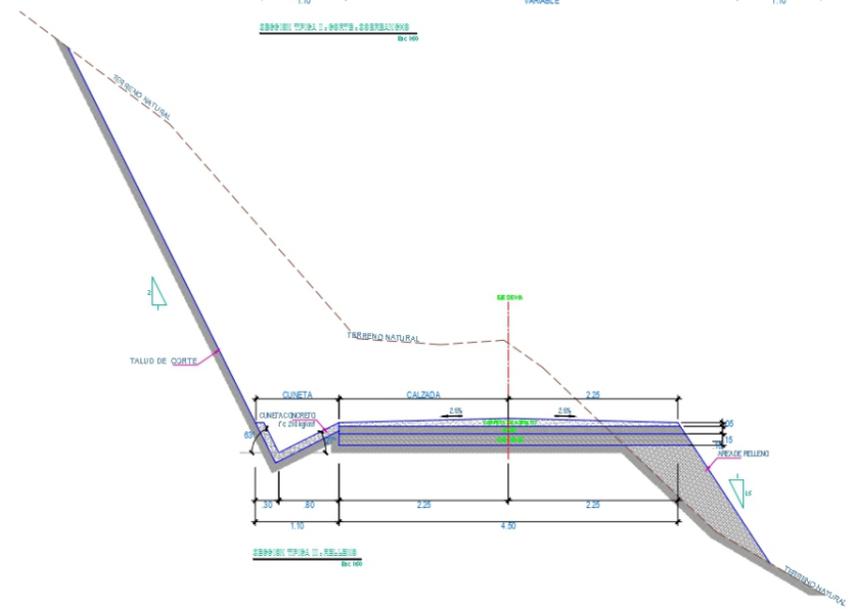
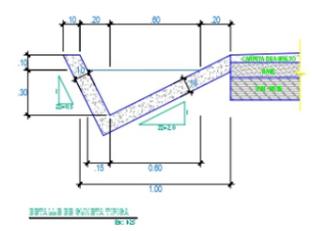
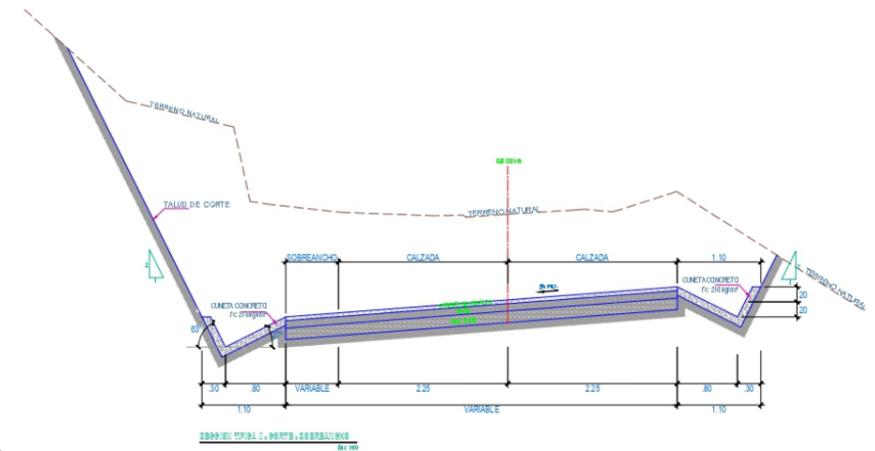
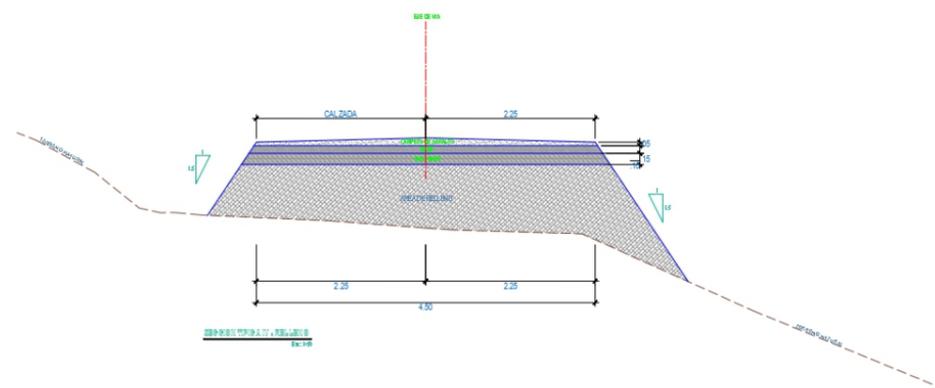
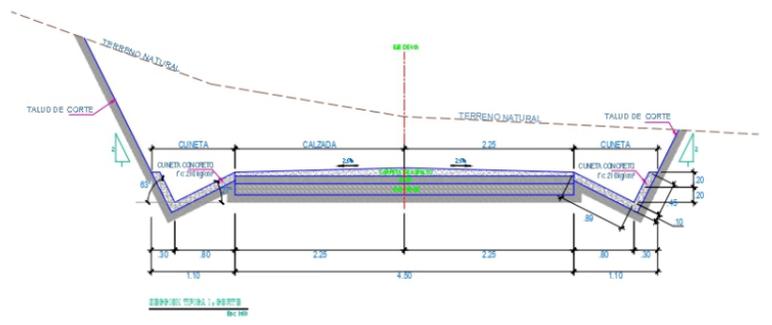
DETALLE A  
ESC: 1/25



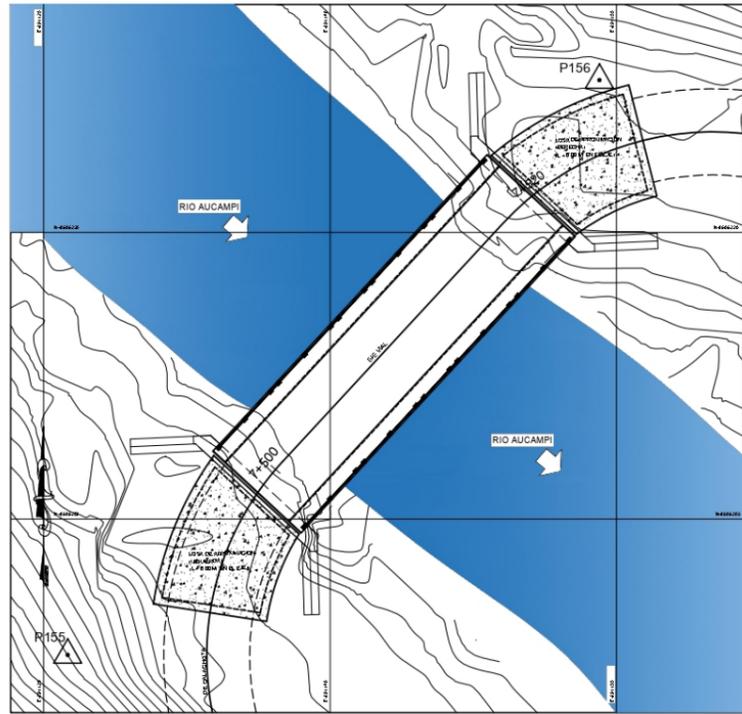
DETALLE B  
ESC: 1/25

**ESPECIFICACIONES TECNICAS**  
**LOSA PRINCIPAL**  
 Baden de concreto  $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
**EMBOQUILLADO**  
 Mampostería de piedra  $\phi 4" - 6"$  asentado con concreto  $f_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$   
**MURO CUERPO**  
 Con concreto ciclopeo  $f_c = 175 \text{ Kg/cm}^2 + 30\%$  Piedras grandes.  
**EMPEDRADO**  
 Piedras acomodadas  $\phi \geq 12"$ .

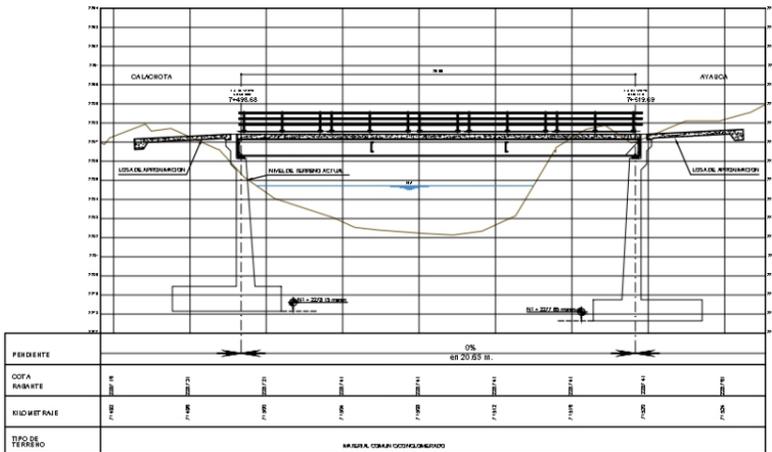
	INFORME: MEDICAMENTO HIDROLÓGICO, HIDRÁULICO Y DE DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA CALACHOTA - AYAUCA, WUYOSI - S.M.A.	
	ELABORADO DE: AYAUCA	ESCALA INDICADA: AYAUCA
DISEÑO: ALF B	FECHA: MARZO - 2021	CANTON: <b>DB - 02</b>



	<b>INFORME:</b> MODELAMIENTO HIDROLÓGICO, HIDRÁULICO Y DE DRENAJE PARA EL MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA CALACHOTA - AYAUCA, YAUYOS - LIMA		
	<b>PLANO DE SECCIÓN DE VÍA Y CUNETA</b>		
	<b>LUGAR</b> AYAUCA	<b>ESCALA</b> INDICADA	<b>LÁMINA</b> SV - 01
	<b>DISEÑO</b> A.L.F.B	<b>FECHA</b> MARZO - 2021	



PLANTA PUENTE PROYECTADO  
Escala: 1/500

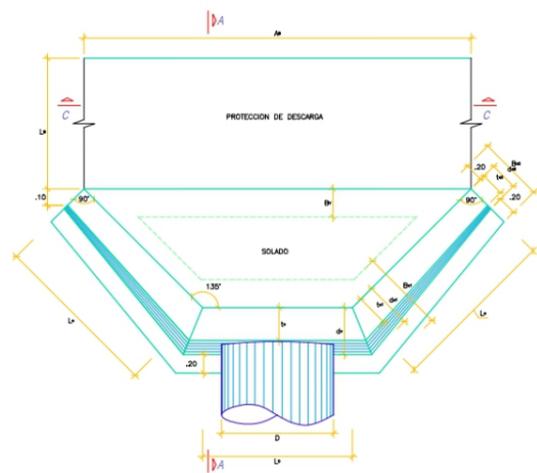


PERFIL LONGITUDINAL  
Escala: 1/500

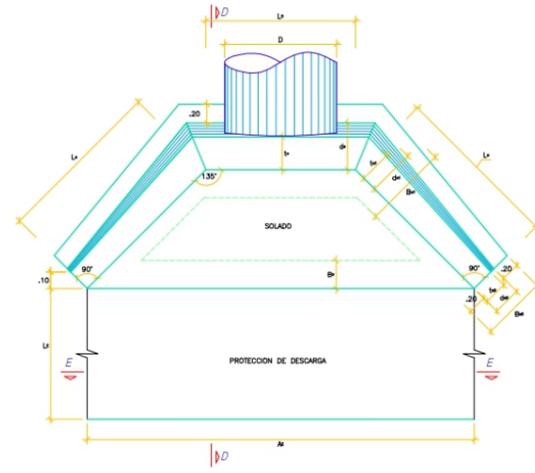
PROYECTO: MODELO DE DISEÑO HIDROLOGICO, HIDRAULICO Y DE DISEÑO PARA EL MEDIO AMBIENTE DE LA CARRETERA CALACHOTA - AYAUCA, VALDES - UNHA.

PLANO DE: SECCION HIDRAULICA DEL PUENTE CALACHOTA

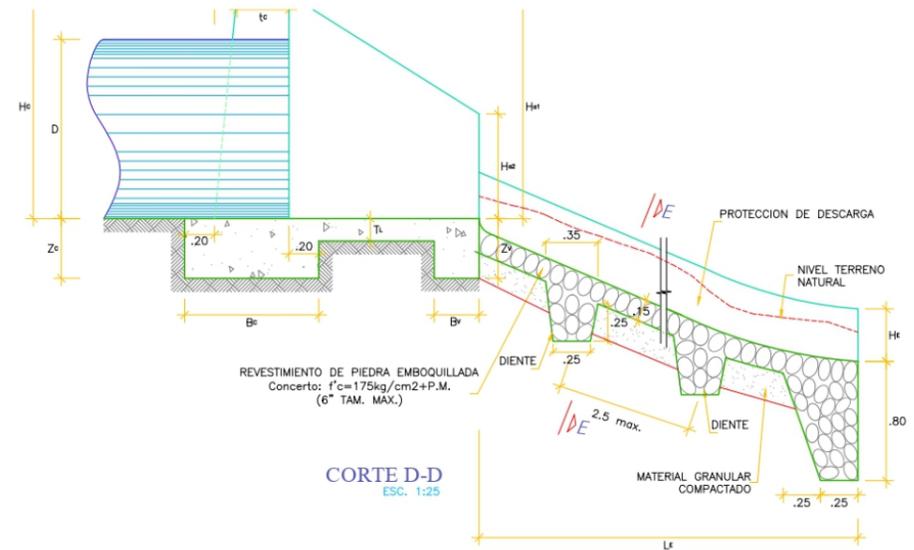
LUGAR: AYAUCA	ESCALA: INDICADA	ANEXA: PC-01
DISEÑO: A.L.F.B.	FECHA: MARZO, 2021	



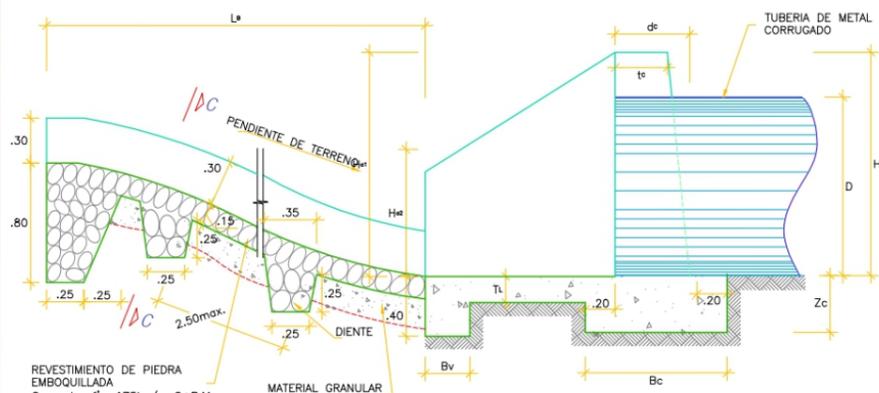
ESTRUCTURA DE CAPTACION/DESCARGA-TIPICAS  
PLANTA  
ESC. 1:40



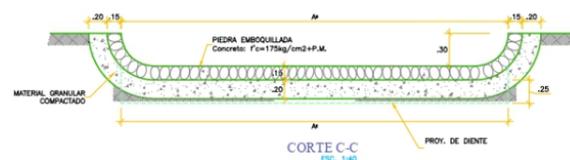
ESTRUCTURA DE CAPTACION/DESCARGA-TIPICAS  
PLANTA  
ESC. 1:40



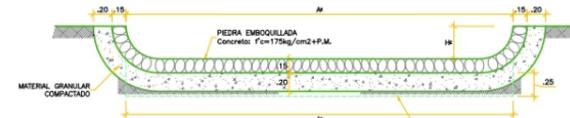
CORTE D-D  
ESC. 1:25



ENTRADA  
CORTE A-A  
ESC. 1:25



CORTE C-C  
ESC. 1:40



CORTE E-E  
ESC. 1:40

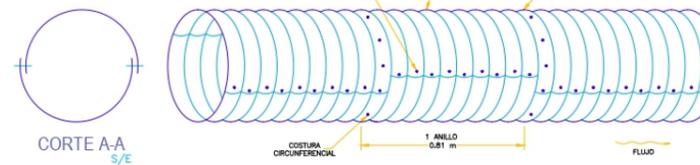
PESOS Y ALTURAS DE COBERTURAS MINIMAS Y MAXIMAS

Espesores sin recubrimientos (mm)

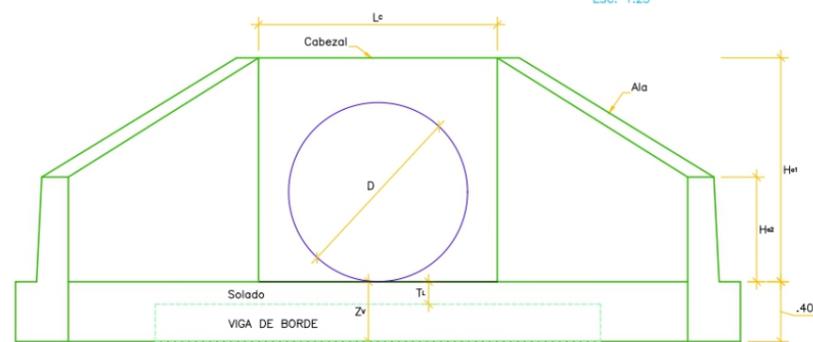
Diametro (m)	Area (m <sup>2</sup> )	Espesor (mm)	Peso (kg/m)	Altura Mínima de Cobertura (m)	Altura Máxima de Cobertura (m)	Pendiente Longitudinal (%)
0.90	0.64	2.0	59.30	0.30	16.40	2.00



CORRUGA  
S/E



DETALLE ALC  
S/E



ELEVACION  
ESC. 1:25

CUADRO DE MEDIDAS

Alcantarilla TMC	CABEZAL					ALAS				Solado	Viga de Borde	CANAL ALMADERO (Protección tipo P1 y P3)			Canal de Bajada *				
	TIPO	D (m)	Lc (m)	Hc (m)	tc (m)	dc (m)	Zc x Bc (m x m)	La (m)	Ha (m)			ta (m)	da (m)	Ba (m)	Ti (m)	Zv x Bv (m x m)	Lc mínimo (m)	Ac (m)	Hc mínimo (m)
36"	0.90	1.30	1.20	0.30	0.45	0.40 x 0.85	1.50	1.20	0.30	0.45	0.85	0.70	0.15	0.40 x 0.30	2.00	3.40	0.35	3.00	0.90

\* Las longitudes necesarias serán verificadas en el terreno

\*\* Se colocará de acuerdo a lo indicado en los planos de secciones transversales

ESPECIFICACIONES TECNICAS

- CABLEAL ACABADO Y CALIBRE TIPO
- CONCRETO DE CALIDAD
- TIPO P1 Y P3
- SOLADO DE CALIDAD
- TIPO P1 Y P3
- PIEDRA EMBOQUILLADA
- MATERIAL GRANULAR COMPACTADO
- MATERIAL GRANULAR
- TIPO AL 3000 Y 4000

INFORME: MEDICAMENTO HIDROLÓGICO, HIDRÁULICO Y DE DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA CALACHOTA - AYAUCA, YAUJOS - LIMA

PLANO DE: DETALLE DE ALCANTARILLADO

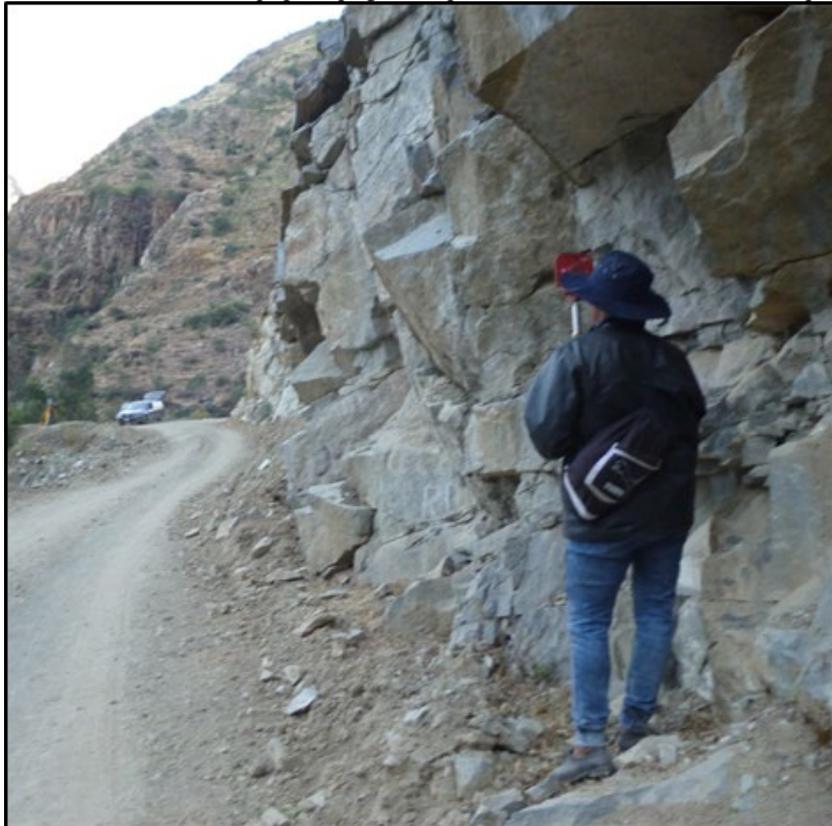
LUGAR: AYAUCA ESCALA: INDICADA LÁMINA: ALC - 01

DISEÑO: A.L.F.B. FECHA: MARZO - 2023

## **ANEXO N° 04: PANEL FOTOGRÁFICO**



Fotografía 1. Instalación del equipo topográfico para el inicio de levantamiento topográfico.



Fotografía 2. Toma de puntos en la carretera Calachota – Ayauca.



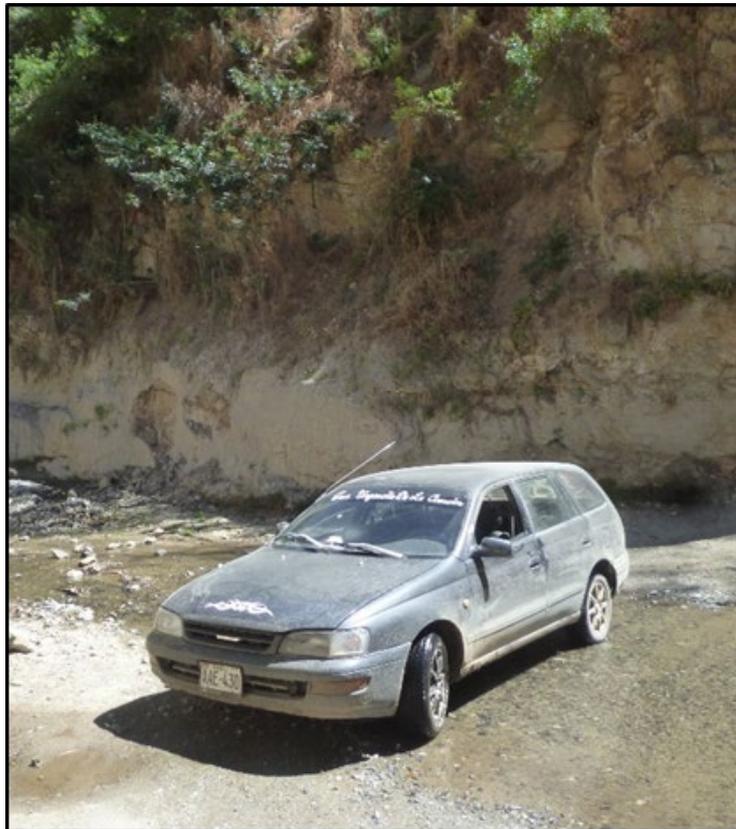
Fotografía 3. Vista de un canal de irrigación al lado de la vía.



Fotografía 4. Vista del río que atraviesa el proyecto.



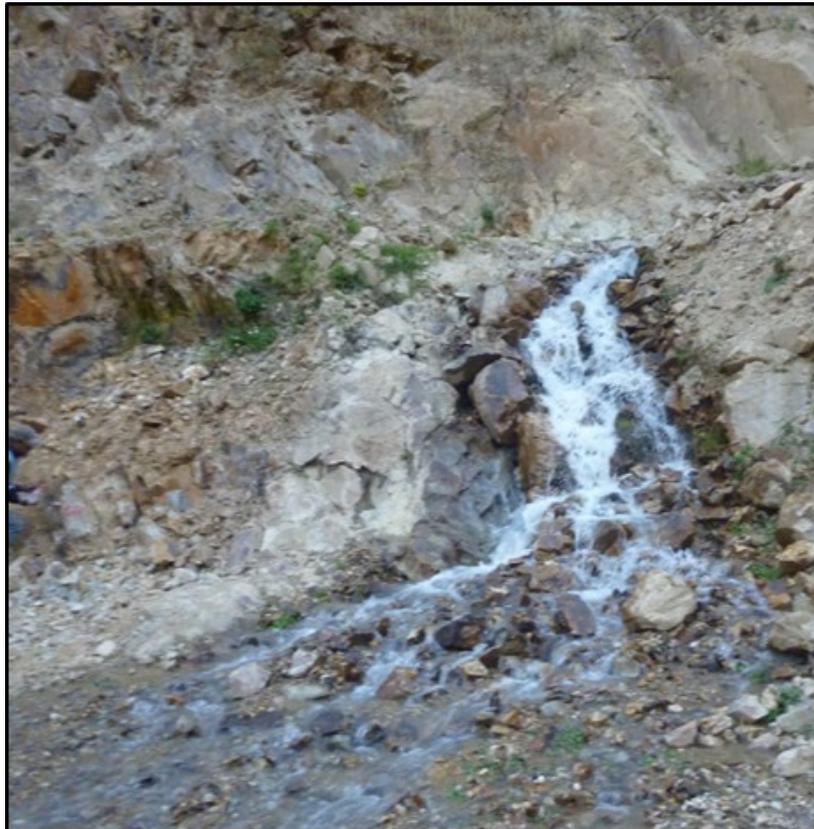
Fotografía 5. Vista de la alcantarilla ubicada en la progresiva 18+180 en mal estado.



Fotografía 6. Vista de un badén de la progresiva 16+560 en mal estado.



Fotografía 7. Vista del agua proveniente de la colmatación de una cuneta.



Fotografía 8. Vista del cauce de un río que atraviesa la vía en el estudio.